



TUGAS AKHIR – RC14-1501

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING PENAHAN  
TANAH BASEMENT DAN PONDASI DANGKAL PADA  
VOZA PREMIUM OFFICE**

KEVIN EPHRAYIM  
NRP. 03111440000148

Dosen Pembimbing I  
Musta'in Arif, S.T., M.T.

Dosen Pembimbing II  
Trihanyndio Rendy Satrya, S.T., M.T.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2018



---

TUGAS AKHIR – RC14-1501

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING PENAHAN  
TANAH BASEMENT DAN PONDASI DANGKAL PADA  
VOZA PREMIUM OFFICE**

KEVIN EPHRAYIM  
NRP. 03111440000148

Dosen Pembimbing I  
Musta'in Arif, S.T., M.T.

Dosen Pembimbing II  
Trihanyndio Rendy Satrya, S.T., M.T.

DEPARTEMEN TEKNIK SIPIL  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan, dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember  
Surabaya  
2018



---

FINAL PROJECT – RC14-1501

**ALTERNATIVE DESIGN OF BASEMENT RETAINING  
WALL AND SHALLOW FOUNDATION ON VOZA  
PREMIUM OFFICE**

KEVIN EPHRAYIM  
NRP. 03111440000148

Academic Supervisor I  
Musta'in Arif, S.T., M.T.

Academic Supervisor II  
Trihanyndio Rendy Satrya, S.T., M.T.

CIVIL ENGINEERING DEPARTMENT  
Faculty of Civil, Environment and Geotechnology Engineering  
Sepuluh Nopember Institute of Technology  
Surabaya  
2018

**ALTERNATIF PERENCANAAN DINDING  
PENAHAN TANAH BASEMENT DAN PONDASI  
DANGKAL PADA VOZA PREMIUM OFFICE**

**TUGAS AKHIR**

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat  
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik  
pada  
Program Studi S-1 Reguler Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

**KEVIN EPHRAYIM**  
NRP. 03111440000148

Disetujui oleh Pembimbing Tugas Akhir

1. Musta'in Arif, ST, MT. .... (Pembimbing I)
2. Trihanyndio Rendy S., ST, MT. .... (Pembimbing II)



**SURABAYA  
JULI, 2018**

# **Alternatif Perencanaan Dinding Penahan Tanah Basement dan Pondasi Dangkal Pada Voza Premium Office**

**Nama Mahasiswa** : Kevin Ephrayim  
**Nrp** : 03111440000148  
**Departemen** : Teknik Sipil FTSLK – ITS  
**Dosen Pembimbing I** : Musta'in Arif, S.T., M.T.  
**Dosen Pembimbing II** : Trihanyndio Rendy, S.T., M.T.

## **Abstrak**

*Pembangunan gedung tingkat tinggi merupakan salah satu solusi untuk mengatasi kurangnya lahan di kota-kota besar yang padat penduduk. Pada gedung tingkat tinggi, basement serta pondasi merupakan dua hal yang sangat penting fungsinya. Salah satu gedung bertingkat yang menggunakan basement adalah Voza Premium Office yang terletak di kawasan Surabaya Barat. Konstruksi dinding penahan tanah yang dipilih untuk basement adalah soldier pile dengan menggunakan angkur. Sedangkan jenis pondasi yang digunakan adalah borepile, hal ini dinilai kurang efisien mengingat Voza Premium Office dibangun di atas tanah lempung yang cukup keras. Angkur yang dipasang pada dinding penahan tanah kemungkinan juga menembus tanah dibawah rumah dan gedung di sekitarnya mengingat Voza Premium Office terletak di kawasan padat penduduk. Karena alasan tersebut maka perlu direncanakan pondasi yang lebih efisien dan direncanakan dinding penahan basement yang tidak menggunakan angkur.*

*Pada tugas akhir ini direncanakan kedalaman dan diameter dari secant pile dan tebal diaphragm wall serta dimensi, kedalaman, dan penurunan dari pondasi tika dan pondasi sarang laba-laba yang dinilai lebih efisien mengingat tanah di kawasan Surabaya barat adalah tanah lempung yang*

*cukup keras. Tujuan dibuatnya alternatif adalah membandingkan perencanaan tiap alternatif dalam hal kestabilan, kekuatan, deformasi, dan penurunan.*

*Hasil yang didapatkan berdasarkan analisa dan perhitungan pada secant pile didapatkan diameter sebesar 1.5 meter dengan kedalaman 44 meter dan deformasi maksimal 7,51 mm. Pada diaphragm wall didapatkan tebal 1.4 meter dengan kedalaman 44 meter dan deformasi maksimal 7,29 mm. Pada pondasi tikar didapatkan tebal 2 meter dengan penurunan sebesar 8,3 cm. Pada perencanaan pondasi KSSL, rib kontruksi dan rib settlemet memiliki dimensi sama yaitu 20 cm x 200 cm serta penurunan sebesar 7,6 cm. Bedasarkan hasil deformasi dinding basement, daya dukung pondasi, dan penurunan pondasi, disarankan menggunakan alternatif diaphragm wall dan pondasi sarang laba-laba pada gedung Voza Premium Office.*

**Kata Kunci : Secant Pile, Diaphragm Wall, Pondasi Tikar, Pondasi Sarang Laba-laba**

# **Alternative Design Of Basement Retaining Wall And Shallow Foundation On Voza *Premium Office***

**Name** : Kevin Ephrayim  
**Nrp** : 03111440000148  
**Department** : Teknik Sipil FTSLK – ITS  
**Supervisor I** : Musta'in Arif, S.T., M.T.  
**Supervisor II** : Trihanyndio Rendy, S.T., M.T.

## **Abstract**

*Construction of high rise building is one solution to overcome the lack of land in major cities are densely populated. In high-rise buildings, basements and foundations are two very important functions. One high rise building that uses basement is Voza Premium Office located in West Surabaya area. Construction of retaining wall chosen for the basement is a soldier pile by using anchors. While the type of foundation used is borepile, it is considered less efficient considering Voza Premium Office is built on stiff clay soil. Anchor mounted on a retaining wall may also penetrate the soil under the house and surrounding buildings considering Voza Premium Office located in densely populated areas. For this reason, it is necessary to plan a more efficient foundation and planned basement retaining wall that does not use an anchor.*

*In this final project is planned the depth and diameter of secant pile, thickness of diaphragm wall, dimension, depth, and settlement of mat foundation and spider web foundation which is considered more efficient considering land in West Surabaya area is stiff clay. The purpose of making an alternative is to compare the planning of each alternative in terms of stability, strength, deformation, and settlement.*

*The results obtained based on the analysis and calculations on the secant pile obtained a diameter of 1.5*

*meters with a depth of 44 meters and a maximum deformation of 7,51 mm. On the diaphragm wall is found 1.4 meters thick with a depth of 44 meters and a maximum deformation of 7,29 mm. On the foundation mats obtained thick 2 meters with settlement of 8.3 cm. In the planning of spider web foundation, rib construction and rib settlement have same dimension that is 20 cm x 200 cm and settlement equal to 7,6 cm. Based on the basement wall deformation, foundation bearing capacity, and foundation settlement, it is recommended to use an alternative diaphragm wall and spider web foundation in the Voza Premium Office building.*

**Keywords : Secant Pile, Diaphragm Wall, Mat Foundation, Spiderweb Foundation**



## KATA PENGANTAR

Segala puji syukur bagi Tuhan Yang Maha Esa atas anugerah dan rahmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Laporan Tugas Akhir ini berjudul “Alternatif Perencanaan Dinding Penahan Tanah Basement dan Pondasi Dangkal Pada Voza Premium Office”. Dalam Laporan Tugas Akhir ini secara garis besar membahas tentang perencanaan dinding penahan tanah dan pondasi dangkal yang dapat digunakan sebagai alternatif desain struktur bawah gedung bertingkat.

Pada akhir kata, penulis mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Musta'in Arif, S.T., M.T. selaku dosen pembimbing I Laporan Tugas Akhir atas bimbingan, ilmu yang dibagikan dan pengertian yang diberikan.
2. Bapak Trihanyndio Rendy Satrya, S.T., M.T. selaku dosen pembimbing II Laporan Tugas Akhir atas bimbingan, ilmu yang dibagikan dan pengertian yang diberikan.
3. Ibu Yusroniya Eka Putri, S.T., M.T. selaku dosen wali.
4. Orangtua penulis yang mendukung dan memberi semangat kepada penulis dalam menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini.
5. Bapak Trijoko Wahyu Adi, S.T., M.T., Ph.D. selaku Ketua Departemen Teknik Sipil FTSLK – ITS
6. Bapak dan Ibu dosen serta staf pengajar Departemen Teknik Sipil FTSLK – ITS.
7. Rekan – rekan mahasiswa serta semua pihak yang telah membantu penyusunan Laporan Tugas akhir ini.

Dalam penulisan laporan ini, saya menyadari bahwa masih ada kekurangan. Maka kritik dan saran yang bersifat membangun sangat kami harapkan demi laporan ini.

Semoga tugas akhir ini dapat memberikan manfaat bagi pembaca, penulis dan semua pihak yang terkait.

Surabaya, Juli 2018

Penulis

## DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR .....	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR .....	xi
DAFTAR TABEL.....	xv
BAB I	
PENDAHULUAN .....	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	3
1.3 Batasan Masalah .....	3
1.4 Tujuan.....	3
1.5 Manfaat.....	3
BAB II	
TINJAUAN PUSTAKA .....	5
2.1 Analisa Parameter Tanah.....	5
2.2 Tekanan Tanah Lateral .....	7
2.2.1 Tekanan Tanah Aktif ( $K_a$ ) Menurut Rankine .....	9
2.2.2 Tekanan Tanah Pasif ( $K_p$ ) Menurut Rankine .....	9
2.2.3 Tekanan Tanah Diam ( $K_0$ ) .....	10
2.3 Perencanaan Secant Pile .....	11
2.3.1 Menentukan Diameter bored pile .....	11
2.3.2 Penulangan Bored Pile .....	12
2.4 Perencanaan Diaphragm Wall .....	13
2.6 Pondasi Tikar .....	17
2.6.1 Analisis Kapasitas Pondasi Tikar .....	20

2.7 Pondasi Sarang Laba-laba .....	22
2.7.1 Daya Dukung Pondasi Sarang Laba-laba.....	24
2.7.2 Perhitungan Rib Pondasi Sarang Laba-laba .....	24
2.7.3 Perhitungan Pelat.....	27
2.8 Perhitungan Tegangan Akibat Beban .....	28
2.9 Penurunan Pondasi .....	28
<b>BAB III</b>	
<b>METODOLOGI.....</b>	<b>31</b>
3.1 Bagan Alir.....	31
3.2 Penjelasan Alur Bagan.....	32
<b>BAB IV</b>	
<b>ANALISA DATA TANAH.....</b>	<b>35</b>
4.1 Data Standard Penetration Test (SPT).....	35
4.2 Penggabungan Data SPT .....	35
4.3. Penentuan dan Korelasi Parameter Tanah .....	37
<b>BAB V</b>	
<b>PERENCANAAN PONDASI DANGKAL.....</b>	<b>39</b>
5.1 Pembebanan Gedung Voza Premium Office .....	39
5.2 Analisa Daya Dukung Pondasi Tikar .....	43
5.3 Perhitungan Tegangan Akibat Beban .....	45
5.4 Perencanaan Tebal dan Penulangan Pondasi Tikar ....	48
5.4 Penulangan Pondasi Tikar .....	56
5.5 Penurunan Pondasi Tikar.....	60
5.6 Perencanaan Pondasi Sarang Laba-laba .....	60
5.7 Perencanaan Rib Pondasi Sarang Laba-laba.....	62

5.7.1 Perhitungan Tinggi Rib Pondasi KSSL.....	62
5.7.2 Dimensi dan Penulangan Rib Konstruksi.....	65
5.7.3 Dimensi dan Penulangan Rib Settlement .....	70
5.7.4 Penulangan Pelat .....	75
5.8 Penurunan Pondasi Sarang Laba-laba .....	76
<b>BAB VI</b>	
<b>PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH.....</b>	<b>77</b>
6.1 Perhitungan Tekanan Tanah Lateral .....	77
6.2 Perhitungan Kedalaman Dinding Basement .....	80
6.3 Perencanaan Diaphragm Wall .....	81
6.3.1 Permodelan Pada Plaxis .....	81
6.3.2 Perencanaan Struktur Diaphragm Wall .....	102
6.4 Perencanaan Secant Pile .....	105
6.4.1 Permodelan Pada Plaxis .....	105
6.4.2 Penulangan Secant Pile Wall.....	109
<b>BAB VII</b>	
<b>KESIMPULAN DAN SARAN.....</b>	<b>113</b>
7.1 Kesimpulan.....	113
7.2 Saran .....	114
<b>DAFTAR PUSTAKA .....</b>	<b>115</b>
<b>LAMPIRAN – LAMPIRAN.....</b>	<b>117</b>

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi proyek VOZA Premium Office.....	2
Gambar 2.1 Jenis tekanan tanah berdasarkan arah pergerakan dinding .....	8
Gambar 2.2 Secant Pile Wall.....	11
Gambar 2.3 Perencanaan Penulangan pada Diaphragm Wall	14
Gambar 2.4 Tegangan pada Kondisi Ultimate di Beton Bertulang.....	15
Gambar 2.5 Jenis-jenis Pondasi tikar yang lazim digunakan	18
Gambar 2.6 Bidang longsor daya dukung pondasi dangkal..	19
Gambar 2.7 Daerah Kritis .....	21
untuk Geser Satu Arah .....	21
Gambar 2.8 Daerah Kritis .....	21
untuk Geser Dua Arah .....	21
Gambar 2.9 Ilustrasi Pondasi Sarang Laba-Laba.....	23
Gambar 2.10 Luasan Daerah Penyebaran Beban Sebelum memikul Momen.....	26
Gambar 2.11 Luasan Daerah Penyebaran Beban setelah Memikul Momen .....	26
Gambar 2.12 Pembebanan Lajur pada Pelat selebar C .....	27
Gambar 4.1 Layout Lokasi Proyek Pengambilan Data.....	35
Gambar 4.2 Grafik Kedalaman vs N SPT .....	36
Gambar 5.1 Denah kolom pada pondasi tikar.....	39
Gambar 5.2 Kedalaman dan Letak Pondasi .....	44
Gambar 5.3 Letak titik eksentrisitas .....	47
Gambar 5.4 Pembagian Strip Pondasi Tikar .....	48

Gambar 5.5 Bidang geser maksimum .....	49
Gambar 5.6 Daerah kritis geser 2 arah.....	50
Gambar 5.7 Resultan Tegangan Tanah .....	52
Gambar 5.8 Reaksi tanah pada Strip EFF'E' .....	55
Gambar 5.9 Beban kolom termodifikasi .....	55
Gambar 5.10 Gaya Geser Ultimate strip EFF'E' .....	55
Gambar 5.11 Momen ultimate strip EFF'E' .....	55
Gambar 5.13 Radius penyebaran beban.....	62
Gambar 5.14 Ilustrasi rib pondasi sarang laba-laba .....	62
Gambar 5.15 Luasan Daerah Penyebaran Beban Sebelum Memikul Momen .....	64
Gambar 5.16 Bidang momen pada Rib Konstruksi .....	66
Gambar 5.17 Bidang geser pada Rib konstruksi.....	67
Gambar 5.18 Bidang momen pada Rib Settlement .....	71
Gambar 5.19 Bidang geser pada Rib Settlement .....	71
Gambar 5.20 Peninjauan penulangan pelat.....	75
Gambar 6.2. Diagram Tekanan Air.....	79
Gambar 6.3 Geometri lapisan tanah.....	82
Gambar 6.4 Input Parameter Tanah pada plaxis .....	83
Gambar 6.5 Input Parameter Diaphragm Wall .....	84
Gambar 6.6 Input Parameter pelat lantai .....	85
Gambar 6.8 Deformasi Diaphragm Wall pada galian pertama .....	87
Gambar 6.9 Penampang Diaphragm wall Galian Tahap 2....	88
Gambar 6.10 Deformasi Diaphragm Wall pada galian kedua .....	89



Gambar 6.11 Penampang Diaphragm wall Galian Tahap 3..	90
Gambar 6.12 Deformasi Diaphragm Wall pada galian ketiga .....	91
Gambar 6.13 Penampang Diaphragm wall Galian Tahap 4..	92
Gambar 6.14 Deformasi Diaphragm Wall pada galian terakhir .....	93
Gambar 6.15 Penampang Diaphragm wall Galian Tahap 1..	94
Gambar 6.16 Deformasi Diaphragm Wall pada galian pertama .....	95
Gambar 6.17 Penampang Diaphragm wall Galian Tahap 2..	96
Gambar 6.18 Deformasi Diaphragm Wall pada galian kedua .....	97
Gambar 6.19 Penampang Diaphragm wall Galian Tahap 3..	98
Gambar 6.20 Deformasi Diaphragm Wall pada galian ketiga .....	99
Gambar 6.21 Penampang Diaphragm wall Galian Tahap 4	100
Gambar 6.22 Deformasi Diaphragm Wall pada galian terakhir .....	101
Gambar 6.23 Permodelan dinding basement pada SAP2000 .....	102
Gambar 6.24 Hasil momen Dinding Basement .....	102
Gambar 6.25 Input Parameter Secant Pile Wall.....	106
Gambar 6.26 Bentuk Deformasi Secant Pile dari tahap 1 – 4 .....	107
Gambar 6.27 Bentuk Deformasi Secant Pile dari tahap 1 – 4 .....	108
Gambar 6.28 Penulangan Secant Pile .....	110
Gambar 6.29 Diagram Iteraksi P-M.....	110

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Konsistensi tanah (untuk tanah dominan lanau dan lempung) .....	5
Tabel 2.2 Korelasi Nilai N-SPT dengan Parameter Tanah (untuk Tanah Lempung) .....	6
Tabel 2.3 Korelasi Nilai Modulus Young .....	6
Tabel 2.4 Korelasi Berat Jenis Tanah Kering .....	7
Tabel 2.5 Harga-harga $N_c$ , $N_\gamma$ , dan $N_q$ .....	20
Tabel 2.6 Korelasi Nilai $C_f$ .....	29
Tabel 4.1 Contoh perhitungan nilai CV .....	37
Tabel 4.2 Rekapitulasi Data Tanah .....	38
Tabel 5.1 Rekap Pembebanan kombinasi D + L .....	40
Tabel 5.2 Rekap Pembebanan kombinasi 1,2D + 1,6L .....	42
Tabel 5.3 Nilai tegangan maksimum .....	47
Tabel 5.4 Tegangan tanah Arah Y .....	52
Tabel 5.5 Tegangan tanah Arah X .....	53
Tabel 6.1 Contoh hasil perhitungan tekanan lateral .....	78
Tabel 6.2 Hasil Perhitungan Gaya .....	80
Tabel 6.3 Hasil Perhitungan Momen .....	81
Tabel 6.4 Nilai input tiap lapis tanah .....	82
Tabel 6.5 Rekap Nilai SF .....	102
Tabel 6.6 Deformasi Secant Pile Permodelan pertama .....	106
Tabel 6.7 Deformasi Secant Pile Permodelan kedua .....	108
Tabel 6.8 Rekap nilai SF secant pile .....	109

*“Halaman ini sengaja dikosongka*

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

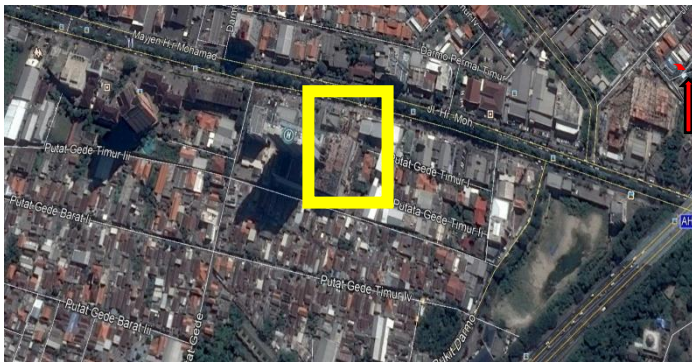
Kota Surabaya merupakan kota terbesar kedua di Indonesia, mempunyai tingkat kepadatan penduduk yang tinggi. Hal ini menimbulkan berbagai macam permasalahan yang sulit untuk diselesaikan. Salah satunya adalah ketersediaan lahan yang semakin sedikit di Kota Surabaya. Untuk mengatasi permasalahan kelangkaan lahan tersebut, maka tuntutan adanya ruang bawah tanah atau biasa disebut basement pada pembangunan gedung-gedung komersial merupakan suatu keharusan.

Salah satu gedung komersial di Surabaya yang menggunakan basement adalah VOZA Premium Office yang berlokasi di Jalan HR. Muhammad No. 209, Surabaya, Jawa Timur dan dibangun oleh kontraktor PT. MITRALANGGENG PRAMA KONSTRUKSI ( Lihat gambar 1.1 ). VOZA Premium Office Sendiri merupakan gedung perkantoran yang terletak di Surabaya Barat, memiliki 2 lantai basement dengan galian sedalam 8 meter yang difungsikan sebagai lahan parkir, dan menggunakan pondasi bore pile. Struktur dinding penahan tanah yang digunakan adalah soldier pile berdiameter 80 cm dan 100 cm dengan menggunakan angkur untuk mengurangi deformasi pada soldier pile.

Masyarakat sekitar proyek VOZA Premium Office seringkali mengajukan protes terhadap pihak yang ada di proyek. Mungkin penyebabnya adalah angkur yang digunakan pada soldier pile, dinding penahan tanah basement, kemungkinan menembus tanah dibawah rumah dan gedung disekitarnya mengingat gedung Voza Premium Office terletak di kawasan padat penduduk.

Selain itu, pondasi yang digunakan pada VOZA Premium Office adalah pondasi dalam berupa borepile dengan diameter 80 cm, 100 cm, dan 120 cm dengan kedalaman 39

Berdasarkan permasalahan yang telah diuraikan di atas, diperlukan perencanaan alternatif struktur dinding penahan tanah dan pondasi. Struktur dinding penahan tanah yang awalnya menggunakan soldier pile ke Secant pile dan diaphragm wall serta struktur pondasi dari yang awalnya menggunakan pondasi dalam yaitu borepile diganti menggunakan pondasi dangkal berupa pondasi tikar dan pondasi sarang laba-laba. Maka dari itu, pada tugas akhir ini akan direncanakan alternatif struktur dinding penahan dan Struktur pondasi dangkal pada proyek VOZA Premium Office.



2

## **1.2 Rumusan Masalah**

Secara umum berdasarkan latar belakang di atas, terdapat beberapa permasalahan yang dapat dirumuskan:

1. Bagaimana desain alternatif dinding penahan tanah secant pile untuk proyek VOZA Premium Office ?
2. Bagaimana desain alternatif dinding penahan tanah diaphragm wall untuk proyek VOZA Premium Office ?
3. Bagaimana desain alternatif pondasi tikar untuk Voza Premium Office ?
4. Bagaimana desain alternatif pondasi sarang laba-laba untuk Voza Premium Office ?

## **1.3 Batasan Masalah**

Pada tugas akhir ini, permasalahan dibatasi pokok-pokok permasalahan sebagai berikut:

1. Data tanah adalah data sekunder
2. Tidak menghitung Rencana Anggaran Biaya
3. Tidak membahas metode pelaksanaan
4. Tidak merencanakan struktur atas gedung
5. Pondasi dianggap kaku

## **1.4 Tujuan**

Tujuan yang diharapkan oleh penulis pada penyusunan Tugas Akhir ini adalah untuk memperoleh perencanaan dinding penahan tanah dan struktur pondasi dangkal pada proyek VOZA Premium Office yang aman, kuat, dan tidak mengganggu warga sekitar proyek.

## **1.5 Manfaat**

Adapun manfaat yang bisa diperoleh dari penyusunan Tugas Akhir ini adalah:

1. Memberi alternatif perencanaan Dinding Penahan tanah dengan desain sesuai untuk proyek VOZA Premium Office.

2. Memberi alternatif perencanaan struktur pondasi dangkal dengan desain yang kuat dan efisien untuk proyek VOZA Premium Office.



## BAB II TINJAUAN PUSTAKA

### 2.1 Analisa Parameter Tanah

Pada perencanaan ini, analisa parameter tanah dilakukan dengan melakukan korelasi data tanah untuk data yang belum didapatkan. Pada tugas akhir ini, korelasi data tanah yang harus dilakukan adalah korelasi nilai kohesi (C), berat volume tanah ( $\gamma$ ) saturated ataupun dry, dan sudut geser tanah ( $\phi$ ) dari angka N-SPT yang didapatkan. Tabel 2.1 menunjukkan pengelompokan tanah lempung berdasarkan konsistensi dan korelasi nilai  $C_u$ . Tabel 2.2 menunjukan korelasi nilai berat jenis tanah kohesif ( $\gamma$ ) berdasarkan tingkat konsistensi. Tabel 2.3 menunjukkan korelasi nilai Modulus Young berdasarkan jenis tanah. Tabel 2.4 menunjukkan korelasi nilai berat jenis tanah kering ( $\gamma_d$ ) berdasarkan nilai berat jenis tanah jenuh ( $\gamma_{sat}$ ).

Tabel 2.1 Konsistensi tanah (untuk tanah dominan lanau dan lempung)

Konsistensi tanah	Taksiran harga kekuatan geser undrained, $C_u$		Taksiran harga SPT, harga N	Taksiran harga tahanan konus, $q_c$ (dari Sondir)	
	kPa	ton/m <sup>2</sup>		kg/cm <sup>2</sup>	kPa
Sangat lunak (very soft)	0 – 12.5	0 – 1.25	0 – 2.5	0 – 10	0 – 1000
Lunak (soft)	12.5 – 25	1.25 – 2.5	2.5 – 5	10 – 20	1000 – 2000
Menengah (medium)	25 – 50	2.5 – 5	5 – 10	20 – 40	2000 – 4000
Kaku (stiff)	50 – 100	5.0 – 10	10 – 20	40 – 75	4000 – 7500
Sangat kaku (very stiff)	100 – 200	10 – 20	20 – 40	75 – 150	7500 – 15000
Keras (hard)	> 200	> 20	> 40	> 150	> 15000

Sumber : Mochtar (2006), revised (2012)

Tabel 2.2 Korelasi Nilai N-SPT dengan Parameter Tanah  
(untuk Tanah Lempung)

	Cohesive Soil				
N (blows)	<4	4-6	6-15	16-25	>25
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	14-18	16-18	16-18	16-20	>20
qu (kPa)	<25	20-50	30-60	40-200	>100
Consistency	very soft	soft	medium	stiff	hard

(sumber : Bowles, 1984)

Tabel 2.3 Korelasi Nilai Modulus Young

Tanah	$E_s$	
	Ksf	MPa
<b>Lempung</b>		
Sangat lunak	50–250	2–15
Lunak	100–500	5–25
Sedang	300–1000	15–50
Keras	1000–2000	50–100
Berpasir	500–5000	25–250
<b>Lati es</b>		
Lepas	200–3200	10–153
Padat	3000–15000	144–720
Sangat padat	10000–30000	478–1440
Tanah lus (loss)	300–1200	15–60
<b>Pasir</b>		
Berlanau	150–450	5–20
Lepas	200–500	10–25
Padat	1000–1700	50–81
<b>Pasir dan kerikil</b>		
Lepas	1000–3000	50–150
Padat	2000–4000	100–200
Serpih	3000–300000	150–5000
Lanau	40–400	2–20

(sumber : Bowles, 1984)

**Tabel 2.4 Korelasi Berat Jenis Tanah Kering**

Sifat Tanah		$\gamma$ sat		e	n	Wsat	$\gamma$ sat	K			Cv		gamma		mw/E	
		g/cm <sup>3</sup>	lb cb ft			%	g/cm <sup>3</sup>	cm/s	ft/year	lugeon	cm <sup>2</sup> /s	ft <sup>2</sup> /2/year	bars	psi	cm <sup>2</sup> /kg	ft <sup>2</sup> /ton
Silt, Clay	lunak	0.5	31.25	4.4	0.8	169	1.31	1E-09	0.001	0.0001	0.00001		0.01	0.142	100	97.6
		0.6	37.5	3.5	0.78	129.6	1.38						0.05	0.71	20	19.52
		0.7	43.75	2.86	0.74	105.9	1.44	1E-08	0.0103	0.001	0.0001	3.4				
		0.8	50	2.38	0.7	88	1.5				0.0002	6.8	0.1	1.42	10	9.76
		0.9	56.25	2	0.67	74.1	1.57	1E-07	0.0103	0.01	0.0003	10.1	0.5	7.05	2	1.952
											0.0004	11.1	1	14.2	1	0.976
	rata-rata	1	62.5	1.7	0.63	63	1.63	1E-06	1.03	0.1	0.0005	16.9	2	28.4	0.5	0.488
		1.1	68.75	1.45	1.45	53.9	1.69	2E-06	2.06		0.0006	20.3	3	42.6	0.39	0.32208
		1.2	75	1.25	1.25	46.3	1.76	3E-06	3.1		0.0007	23.6	4	56.8	0.25	0.244
		1.3	81.25	1.08	1.08	39.9	1.82	4E-06	4.13		0.0008	27	5	71	0.2	0.1952
Gravel, Sand	sand	1.4	87.5	0.93	0.93	34.4	1.88	5E-06	5.17		0.0009	30.4	6	85.2	0.17	0.16392
		1.5	93.75	0.8	0.8	29.6	1.94	6E-06	6.2		0.001	338	7	99.4	0.14	0.13664
		1.6	100	0.69	0.69	25.5	2.04	7E-06	7.24				8	113.6	0.12	0.11712
		1.7	106.25	0.59	0.59	21.8	2.07	8E-06	8.26				9	127.8	0.11	0.10736
		1.8	112.5	0.5	0.5	18.5	2.13	9E-06	9.3		0.01	3380	10	142	0.1	0.0976
		1.9	118.75	0.42	0.42	15.6	2.2	0.00001	10.33	1			11	156.2	0.091	0.08882
								0.0001	103	10	0.1	338000	12	170.4	0.089	0.08101
	gravel	2	125	0.35	0.35	13	2.26	0.001	1030	100			13	184.6	0.077	0.07515
		2.1	131.25	0.29	0.29	10.6	2.32	0.01	10300	1000			14	198.8	0.073	0.07125
		2.2	137.5	0.23	0.23	8.4	2.39	0.1	103000	10000			15	213	0.064	0.06246
		2.3	143.75	0.17	0.17	6.4	2.45						20	284	0.05	0.0488
		2.4	150	0.13	0.13	4.63	2.51						50	710	0.02	0.01952
		2.5	156.25	0.08	0.08	2.96	2.57						100	1420	0.01	0.00976
		2.6	162.5	0.038	0.038	1.42	2.64						500	7100	0.002	0.00195
		2.7	168.75	0	0	0	2.7						1000	14200	0.001	0.00098

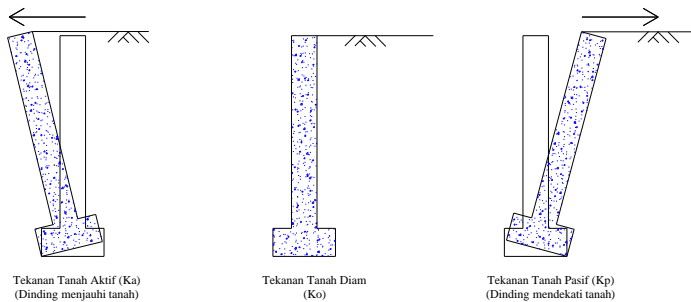
(sumber : Biarez dan Favre, 2012)

## 2.2 Tekanan Tanah Lateral

Tekanan lateral tanah adalah tekanan oleh tanah pada bidang horizontal. Contoh aplikasi teori tekanan lateral adalah untuk desain-desain seperti dinding penahan tanah, dinding basement, terowongan, dll. Tekanan lateral tanah dapat dibagi menjadi 3 kategori, yaitu:

- Jika dinding tidak bergerak K menjadi koefisien tekanan tanah diam ( $K_0$ )
- Jika dinding bergerak menekan ke arah tanah hingga runtuh, koefisien K mencapai nilai maksimum yang dinamakan tekanan tanah pasif ( $K_p$ )
- Jika dinding menjauhi tanah, hingga terjadi keruntuhan, nilai K mencapai minimum yang dinamakan tekanan tanah aktif ( $K_a$ )

Gambar berikut ini mendeskripsikan tentang arah pergerakan dinding menurut tekanan lateral yang bekerja.



Gambar 2.1 Jenis tekanan tanah berdasarkan arah pergerakan dinding  
(Sumber: Weber, 2010)

Beberapa teori tentang tekanan tanah aktif dan pasif, serta tekanan tanah diam adalah teori Rankine dan Coulomb. Pada bab ini hanya akan dibahas teori Rankine. Adapun penjelasan mengenai teori Rankine tersebut adalah sebagai berikut:

### **Teori Rankine (1857)**

Teori Rankine berasumsi bahwa:

- Tidak ada adhesi atau friksi antara dinding dengan tanah (friksi sangat kecil sehingga diabaikan).
- Tekanan lateral terbatas hanya untuk dinding vertikal  $90^\circ$ .
- Kelongsoran (pada urugan) terjadi sebagai akibat dari pergeseran tanah yang ditentukan oleh sudut geser tanah ( $\phi$ ).
- Tekanan lateral bervariasi linier terhadap kedalaman dan resultan tekanan yang berada pada sepertiga tinggi dinding, diukur dari dasar dinding.
- Resultan gaya bersifat paralel terhadap permukaan urugan.

### 2.2.1 Tekanan Tanah Aktif ( $K_a$ ) Menurut Rankine

Suatu dinding penahan tanah dalam keseimbangan menahan tekanan tanah horizontal. Tekanan ini dapat dievaluasi dengan menggunakan koefisien tanah  $K_a$ . Jadi bila berat suatu tanah sampai kedalaman  $H$  maka tekanan tanahnya adalah  $\gamma H$  dengan  $\gamma$  adalah berat volume tanah, dan arah dari tekanan tersebut adalah arahnya vertical ke atas. Sedangkan untuk mendapatkan tekanan horizontal maka  $K_a$  adalah konstanta yang fungsinya mengubah tekanan vertical tersebut menjadi tekanan horizontal.

Oleh karena itu tekanan horizontal dapat dituliskan sebagai:

$$\sigma_a = K_a \times \gamma \times H \quad (2-1)$$

Dimana harga  $K_a$ :

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2-2)$$

Selain itu, kohesi sebagai lekatan antara butiran tanah juga memiliki pengaruh mengurangi tekanan aktif tanah yaitu sebesar  $2c\sqrt{K_a}$ , sehingga perumusan menjadi:

$$\sigma_a = K_a \times \gamma \times H - 2 \times c \times \sqrt{K_a} \quad (2-3)$$

dimana

$c$  = kohesi tanah

### 2.2.2 Tekanan Tanah Pasif ( $K_p$ ) Menurut Rankine

Dalam hal tertentu suatu dinding penahan tanah dapat terdorong ke arah tanah yang ditahan. Hal itu disebut sebagai tekanan tanah pasif. Arah dari tekanan tanah pasif berlawanan dengan arah tekanan tanah aktif.

Rumusan tekanan horizontal pasif dapat dituliskan sebagai berikut:

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H \quad (2-4)$$

Dimana harga  $K_p$  :

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) = \frac{1}{K_a} \quad (2-5)$$

Dalam kasus tekanan lateral pasif, kohesi (lekatan antar butiran tanah) mempunyai pengaruh memperbesar tekanan pasif tanah sebesar  $2c\sqrt{K_p}$ , sehingga perumusan menjadi:

$$\sigma_p = K_p \times \gamma \times H + 2 \times c \times \sqrt{K_p} \quad (2-6)$$

Dimana  $c$  = kohesi.

### 2.2.3 Tekanan Tanah Diam ( $K_0$ )

Bila dinding penahan tanah dalam keadaan diam, yaitu bila dinding tidak bergerak ke salah satu arah baik ke kanan maupun ke kiri dari posisi awal, maka massa tanah akan berada dalam keseimbangan elastis (elastic equilibrium). Rasio tekanan arah horizontal dan tekanan arah vertikal dinamakan “koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam (coefficient of earth pressure at rest),  $K_0$ ”, atau

$$K_0 = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (2-7)$$

Karena  $\sigma_v = \gamma z$ , maka

$$\sigma_h = K_0 \times \gamma \times z \quad (2-8)$$

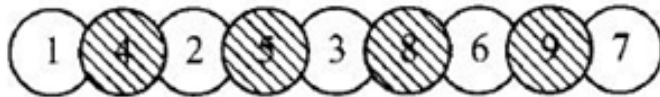
Untuk tanah berbutir, koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam dapat diwakili oleh hubungan empiris yang diperkenalkan oleh Jaky (1944).

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (2-9)$$

## 2.3 Perencanaan Secant Pile

Secant pile atau bisa juga dikenal dengan nama retaining wall beruntun adalah jenis penahan tanah yang jarak antar pile nya saling berdekatan dan bersinggungan satu sama lain yang berguna untuk menahan tekanan tanah lateral.

Keuntungan dari secant pile adalah tidak membutuhkan area yang luas untuk membuat konstruksi dan menahan rembesan air serta dapat diterapkan pada tanah dengan kondisi muka air tinggi. Adapun kekurangannya adalah waktu pengerjaan yang lebih lama dan kesulitan dalam proses pemasangan yang lebih tinggi.



Gambar 2.2 Secant Pile Wall  
(sumber : Chang-Yu Ou, 2006)

Pada Gambar 2.9 dijelaskan urutan pengerjaan secant pile dimana setelah pile nomor 1, 2, dan 3 selesai dikerjakan, sebelum mengental, pile nomor 4, 5, dan 6 dibuat dengan cara memotong tiang bor yang sebelumnya telah ada. Adapun langkah – langkah perencanaan dinding penahan tanah dengan secant pile adalah sebagai berikut.

### 2.3.1 Menentukan Diameter bored pile

Penentuan diameter bored pile akan melalui proses trial and error karena perhitungannya akan mempertimbangkan kekakuan dari penampang dinding yang digunakan. Semakin besar penampang, maka akan menghasilkan deformasi yang semakin kecil yang menimbulkan tekanan tanahnya semakin besar untuk di belakang dinding dan semakin kecil untuk di depan dinding. Batasan deformasi maksimum berdasarkan SNI 8460 2017, dibatasi sebesar 0,5% dari tinggi galian.

### 2.3.2 Penulangan Bored Pile

Untuk mencari tulangan utama merujuk pada SNI 2847:2013 lampiran B (8.4.2) :

$$\rho b = \frac{0,85 \times f'c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \quad (2-10)$$

dimana,

$\rho b$  = rasio tulangan berimbang

$f'c$  = kuat tekan beton yang disyaratkan

$f_y$  = tegangan leleh baja

Faktor harus diambil sebesar 0,85 untuk beton dengan nilai kuat tekan  $f'c$  lebih kecil daripada atau sama dengan 30 MPa. Untuk beton dengan nilai kuat tekan di atas 30 MPa harus direduksi sebesar 0,05 untuk setiap kelebihan 7 MPa di atas 30 Mpa, namun tidak boleh diambil kurang dari 0,65. Rasio tulangan maksimum menurut SNI 2847:2013 lampiran B (10.3.3) dibatasi sebesar :

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho b \quad (2-11)$$

atau menurut SNI 2847:2013 pasal (21.5.2.1) :

$$\rho_{\max} = 0,025 \quad (2-12)$$

Rasio tulangan minimum menurut SNI 2847:2013 pasal (10.5.1) dibatasi sebesar :

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2-13)$$

Penulangan geser direncanakan dengan kriteria perencanaan lentur sesuai SNI 2847:2013 pasal 11.1.1.

$$\phi V_n \geq V_u \quad (2-14)$$



dimana,

$\phi V_n$  = kuat geser penampang

$V_u$  = geser ultimate yang ditahan oleh penampang

Kuat geser nominal dari penampang merupakan gabungan kuat geser beton ( $V_c$ ) dan tulangan ( $V_s$ ) sesuai dengan SNI 2847:2013 pasal 11.2.1.1 dan pasal 11.4.5.3.

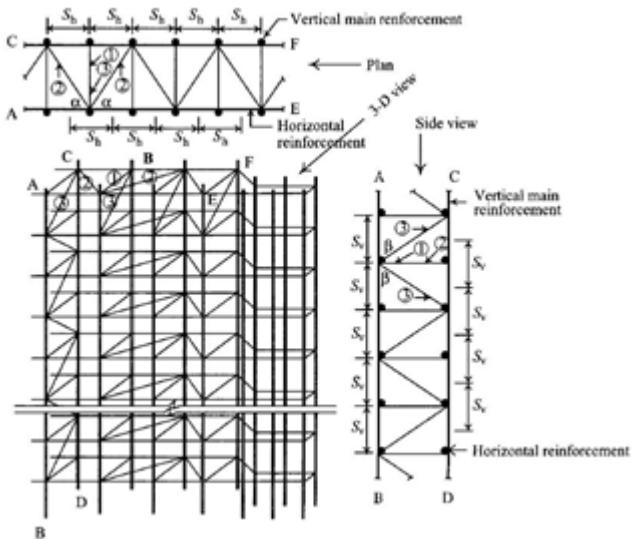
$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad (2-15)$$

$$V_s = 0,33 \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d \quad (2-16)$$

Menurut SNI 2847:2013 pasal 11.5.6.2 jarak maksimum antar sengkang yang tidak memerlukan sengkang tertutup tidak boleh melebihi  $s = d/2 \leq 300 \text{ mm}$

## **2.4 Perencanaan Diaphragm Wall**

Perencanaan diaphragm wall terdiri dari perencanaan ketebalan dinding serta penulangan dinding. Penentuan ketebalan dinding menggunakan analisa stress and deformation. Menurut Chang-Yu Ou (2006), ketebalan diaphragm wall dapat diasumsikan sebesar 3-5%  $H_e$  (kedalaman dinding) pada saat pre eliminary design. Setelah penentuan ketebalan diaphragm wall, maka dilakukan perhitungan penulangan menggunakan metode LRFD. Perencanaan utama penulangannya meliputi tulangan vertikal, tulangan horizontal, dan tulangan geser seperti yang ditunjukkan pada Gambar 2.18. Perhitungan kebutuhan tulangan dilakukan berdasarkan momen lentur dan gaya geser terbesar yang didapat dari analisa tegangan menggunakan program bantu.



Gambar 2.3 Perencanaan Penulangan pada Diaphragm Wall  
( Sumber : Chang-Yu Ou, 2006 )

Berikut ini adalah dasar teori yang digunakan pada saat perencanaan utama penulangan diaphragm wall :

### 1. Tulangan Vertikal

Momen penahan lentur nominal dari beton dapat dicari melalui perumusan berikut ini dan ditunjukkan pada Gambar 2.6 :

$$MR = \frac{1}{\phi} \rho_{max} f_y \left( 1 - 0,59 \frac{\rho_{max} f_y}{f'c} \right) b d^2 \quad (2-17)$$

dimana,

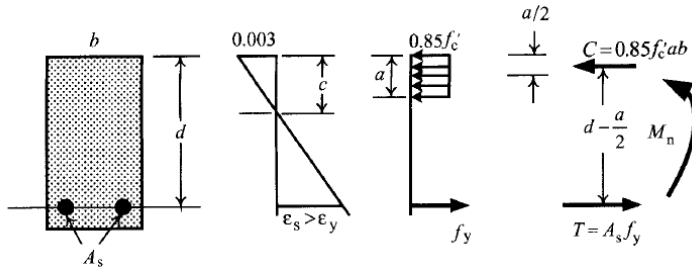
d = jarak dari serat kompresi ekstrem ke pusat tulangan

$\rho_{max}$  = rasio penulangan maksimum =  $0,75 \rho_b$

$\phi$  = faktor reduksi momen lentur = 0,9

$f'c$  = mutu beton

$f_y$  = mutu tulangan



Gambar 2.4 Tegangan pada Kondisi Ultimate di Beton Bertulang  
(sumber : Chang-Yu Ou, 2006)

Rasio tulangan saat keadaan balanced dapat dihitung menggunakan perumusan berikut ini :

$$\rho b = \frac{0,85 \times f'_c \times \beta_1}{f_y} \times \frac{6120}{6120 + f_y} \quad (2-18)$$

Saat  $M_u \leq \phi MR$

Perencanaan penulangan yang perlu direncanakan hanya tulangan tarik saja seperti berikut ini :

- Menentukan rasio kekuatan material

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} \quad (2-19)$$

- Menentukan rasio penulangan

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_n}{f_y b d^2}} \right) \quad (2-20)$$

- Menentukan luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho b d \quad (2-21)$$

Saat  $M_u > \phi MR$

Kondisi ini menjelaskan bahwa tulangan tarik sudah mencapai tegangan maksimumnya, dimana momen penahan nominal

masih lebih kecil daripada bending momennya. Kondisi ini mengakibatkan perlunya perencanaan penulangan tekan sebagai berikut :

- Mencari nilai  $a$

$$a = \frac{T1}{0,85 f'c b} \quad (2-21)$$

- Menghitung bending moment tulangan tekan

$$M2 = Mn - T1 \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad (2-22)$$

- Menentukan luasan tulangan yang diperlukan

$$As = \rho1bd + \frac{M2}{(fy (d-d'))} \quad (2-23)$$

## 2. Tulangan Horisontal

Tulangan horisontal diperlukan karena adanya efek susut beton oleh temperatur dan perhitungannya menggunakan persamaan berikut ini :

- $As = 0,002 Ag$ , untuk  $fy < 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $As = 0,0018 Ag$ , untuk  $fy = 4200 \text{ kg/cm}^2$
- $As = 0,0018 \left( \frac{4200}{fy} \right) Ag$ , untuk  $fy > 4200 \text{ kg/cm}^2$

## 3. Tulangan Geser

Tulangan geser direncanakan apabila  $Vu \geq Vc = \emptyset 0,53 \sqrt{f'cbd}$  dimana  $\emptyset = 0,85$ . Terdapat 3 jenis tulangan geser seperti pada Gambar 2.4 terdiri dari satu tulangan utama dan dua tulangan miring. Apabila jarak horisontal antar dua tulangan geser sama dengan asumsi  $b = 100 \text{ cm}$ , maka :

$$Av = \frac{100 Ab}{Sh} \quad (2-24)$$

dimana,

$Av$  = luasan total seluruh tulangan geser pada jarak horisontal

$Ab$  = luasan bagian dari sebuah tulangan geser

$Sh$  = jarak horisontal antar tulangan geser

sehingga kekuatan geser nominal pada tiga tulangan geser

dapat dihitung sebagai berikut :

$$V_{s1} = \frac{A_v f_y d}{S_v} \quad (2-24)$$

$$V_{s2} = \frac{A_v f_y d}{S_v} \sin \alpha \quad (2-25)$$

$$V_{s3} = \frac{A_v f_y d}{S_v} \sin \beta \quad (2-26)$$

dimana,

VS1 = kekuatan geser nominal tulangan utama

VS2 = kekuatan geser nominal tulangan miring tipe 2

VS3 = kekuatan geser nominal tulangan miring tipe 3

Sv = jarak vertikal antar tulangan

$\alpha$  = sudut antara tulangan miring dengan tulangan horisontal

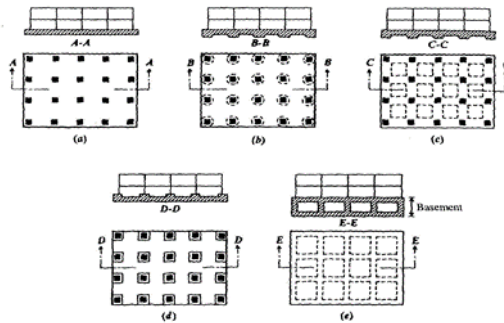
$\beta$  = sudut antara tulangan miring dengan tulangan vertikal

Kekuatan geser nominal seluruh tulangan geser pada diaphragm wall dapat dihitung sebagai berikut :

$$V_n = V_c + V_{s1} + V_{s2} + V_{s3} \quad (2-27)$$

## 2.6 Pondasi Tikar

Pondasi tikar merupakan pondasi tapak yang menumpu lebih dari satu kolom. Pondasi tersebut dapat meliputi seluruh atau hanya sebagian dari daerah pondasi. Gambar 2.22 menggambarkan beberapa konfigurasi rakit yang mungkin digunakan untuk bangunan-bangunan. Sebuah Pondasi tikar dapat digunakan dimana tanah dasar memiliki daya dukung yang rendah atau beban kolom begitu besar, sehingga lebih dari 50 persen dari luas, ditutupi oleh pondasi telapak lebar konvensional.



Gambar 2.5 Jenis-jenis Pondasi tika yang lazim digunakan;  
 (a) Pelat rata; (b) Pelat yang ditebalkan di bawah kolom; (c)  
 Balok dan pelat; (d) Pelat dengan kaki tiang; (e) Dinding  
 ruangan bawah tanah sebagai bagian dari pondasi telapak.  
 (sumber: Analisa dan Desain Pondasi – Bowles, 1988)

Perhitungan daya dukung maksimum pondasi tika (qult) dilakukan dalam satuan tegangan dapat dilihat pada Gambar 2.23 dengan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{qult} &= cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + \gamma DN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} \\ &+ 0,5\gamma BN_\gamma F_{ys}F_{yd}F_{yi} \end{aligned} \quad (2-28)$$

Dimana :

qult = Daya dukung maksimum pondasi dangkal (t/m<sup>2</sup>)

$\gamma$  = Berat jenis tanah (t/m<sup>3</sup>)

B = Lebar pondasi dangkal (m)

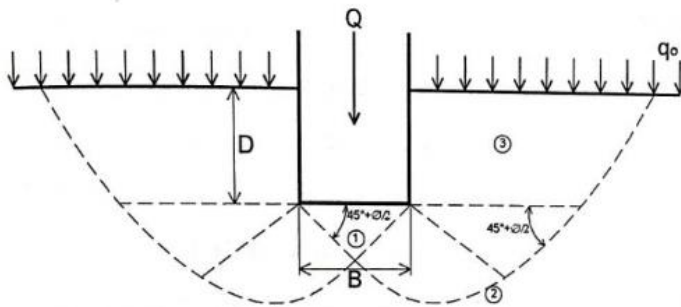
C = Kohesi tanah (t/m<sup>2</sup>)

D = Jarak permukaan tanah ke dasar pondasi tika (m)

$N_\gamma, N_c, N_q$  = Faktor daya dukung pondasi ( Tabel 2.8 )

$F_{cs} = 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right)$

$$\begin{aligned}
F_{qs} &= 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \Phi \\
F_{ys} &= 1 - 0,4 \left(\frac{B}{L}\right) \\
F_{cd} &= F_{qd} - \frac{1-F_{qd}}{Nc \tan \Phi} \\
F_{qd} &= 1 + 2 \tan \Phi (1 - \sin \Phi)^2 \left(\frac{D}{B}\right) \\
F_{yd} &= 1 \\
F_{ci} &= F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta}{90}\right) \\
F_{yi} &= \left(1 - \frac{\beta}{\phi}\right) \\
\beta &= \text{sudut inklinasi} \\
L &= \text{Panjang Pondasi (m)}
\end{aligned}$$



Gambar 2.6 Bidang longsor daya dukung pondasi dangkal  
(sumber : Braja M.Das, 2011)

Tabel 2.5 Harga-harga  $N_c$ ,  $N_y$ , dan  $N_q$

$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_y$	$\phi'$	$N_c$	$N_q$	$N_y$
0	5.14	1.00	0.00	26	22.25	11.85	12.54
1	5.38	1.09	0.07	27	23.94	13.20	14.47
2	5.63	1.20	0.15	28	25.80	14.72	16.72
3	5.90	1.31	0.24	29	27.86	16.44	19.34
4	6.19	1.43	0.34	30	30.14	18.40	22.40
5	6.49	1.57	0.45	31	32.67	20.63	25.99
6	6.81	1.72	0.57	32	35.49	23.18	30.22
7	7.16	1.88	0.71	33	38.64	26.09	35.19
8	7.53	2.06	0.86	34	42.16	29.44	41.06
9	7.92	2.25	1.03	35	46.12	33.30	48.03
10	8.35	2.47	1.22	36	50.59	37.75	56.31
11	8.80	2.71	1.44	37	55.63	42.92	66.19
12	9.28	2.97	1.69	38	61.35	48.93	78.03
13	9.81	3.26	1.97	39	67.87	55.96	92.25
14	10.37	3.59	2.29	40	75.31	64.20	109.41
15	10.98	3.94	2.65	41	83.86	73.90	130.22
16	11.63	4.34	3.06	42	93.71	85.38	155.55
17	12.34	4.77	3.53	43	105.11	99.02	186.54
18	13.10	5.26	4.07	44	118.37	115.31	224.64
19	13.93	5.80	4.68	45	133.88	134.88	271.76
20	14.83	6.40	5.39	46	152.10	158.51	330.35
21	15.82	7.07	6.20	47	173.64	187.21	403.67
22	16.88	7.82	7.13	48	199.26	222.31	496.01
23	18.05	8.66	8.20	49	229.93	265.51	613.16
24	19.32	9.60	9.44	50	266.89	319.07	762.89
25	20.72	10.66	10.88				

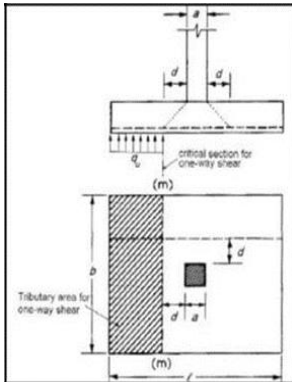
### 2.6.1 Analisis Kapasitas Pondasi Tikar

Untuk menentukan tebal pondasi pada perencanaan pondasi tikar adalah dengan mengasumsikan tebal terlebih dahulu, setelah tebal pondasi diasumsi direncanakan pemodelan struktur menggunakan program bantu SAP 2000, dimensi balok, kolom, pelat dan beban yang bekerja yang akan direncanakan pada program bantu tersebut telah dihitung sebelumnya pada preliminary design. Hasil yang diperoleh dari program bantu SAP kemudian dilakukan kontrol geser yang terjadi pada pondasi hingga mendapatkan hasil sesuai peraturan. Tebal pelat pondasi tikar ini harus diproporsikan untuk menahan beban terfaktor dan reaksi yang diakibatkannya



(SNI 2847-2013 pasal 15.10). Untuk kontrol geser pada pondasi tika ini menggunakan rumus yang digunakan pada pondasi tapak.

a) Geser satu arah

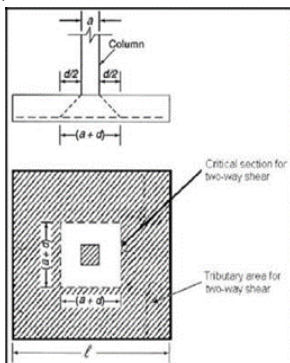


Pada SNI 2847-11.3 Untuk pondasi dengan aksi lentur satu arah, daerah kritis berada pada jarak “d” dari sisi luar kolom untuk detail gambar dapat dilihat pada Gambar 2.23 . Besar nilai d yang diijinkan pada kasus adalah

$$d = \frac{3Vu_1}{\phi\sqrt{f'_c} b o} \quad (2-29)$$

Gambar 2.7 Daerah Kritis untuk Geser Satu Arah

b) Geser dua arah



Pada SNI 2847 11.11.2 Untuk aksi dua arah, masing-masing penampang kritis yang diperiksa harus ditempatkan sedemikian seperti pada Gambar 2.12 daerah geser 2 arah, untuk mengetahui besar kuat geser ijin digunakan persamaan x-x, kemudian dipilih nilai d yang terbesar.

Gambar 2.8 Daerah Kritis untuk Geser Dua Arah

$$d1 = \frac{6Vu2}{\Phi \sqrt{f'c} \, bo} \quad (2-30)$$

$$d2 = \frac{6Vu2}{\Phi (1 + \frac{8}{\beta c}) \sqrt{f'c} \, bo} \quad (2-31)$$

$$d3 = \frac{12Vu2}{\Phi (\frac{\alpha sd}{bo} + 2) \sqrt{f'c} \, bo} \quad (2-32)$$

Dimana  $\beta c$  adalah rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom,  $bo$  adalah perimeter dari daerah kritis, jarak yang diambil adalah  $d/2$  dari beban terpusat.  $\alpha$  adalah 40 untuk kolom interior, 30 untuk kolom tepi, dan 20 untuk kolom sudut (SNI-2847-11.11)

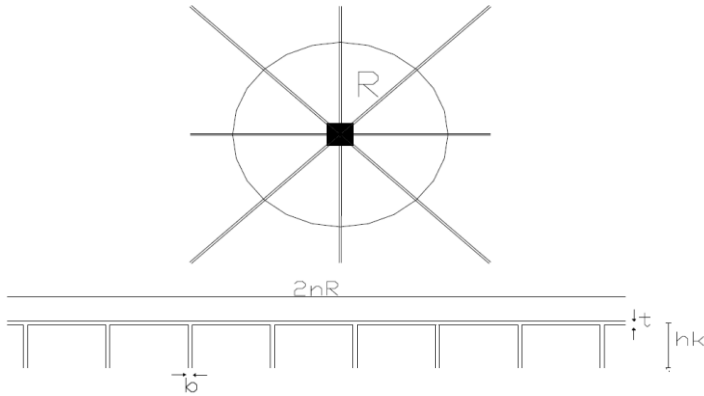
## 2.7 Pondasi Sarang Laba-laba

Pondasi KSSL merupakan kombinasi konstruksi bangunan bawah konvensional yang merupakan perpaduan pondasi plat beton pipih menerus yang di bawahnya dikakukan oleh rib-rib tegak yang pipih tinggi dan sistem perbaikan tanah di antara rib-rib. Kombinasi ini menghasilkan kerja sama timbal balik yang saling menguntungkan sehingga membentuk sebuah pondasi yang memiliki kekakuan (rigidity) jauh lebih tinggi dibandingkan sistem pondasi dangkal lainnya. Dinamakan sarang laba-laba karena pembesian plat pondasi di daerah kolom selalu berbentuk sarang laba-laba. Juga bentuk jaringannya yang tarik-menarik bersifat monolit yaitu berada dalam satu kesatuan. Rib KSSL berfungsi sebagai penyebar tegangan atau gaya-gaya yang bekerja pada kolom. Pasir pengisi dan tanah dipadatkan berfungsi untuk menjepit rib-rib konstruksi terhadap lipatan puntir.

Sesuai dengan definisinya, maka Konstruksi Sarang Laba-Laba terdiri dari 2 bagian konstruksi, yaitu :

1. Konstruksi beton
2. Perbaikan tanah / pasir

Didalam perhitungan tebal ekivalen Konstruksi Sarang Laba-Laba pengaruh dari perbaikan tanah = 0



Gambar 2.9 Ilustrasi Pondasi Sarang Laba-Laba  
(Sumber : Haryono dan Maulana, 2007)

Statis momen terhadap sisi atas :

$$Y = \frac{\pi.Rt^2 + 4b(hk^2 - t^2)}{2\pi.Rt + 8b(hk - t)} \quad (2-33)$$

$$I_x = \frac{1}{12} (2\pi R)(te^3) \quad (2-34)$$

$$te = \sqrt[3]{\frac{12.I_x}{2\pi R}} \quad (2-35)$$

Dimana :  $R > 0,5a$   
 $a$  = lebar kolom  
 untuk  $R \leq 0,5a$ , maka  $te = hk$

### 2.7.1 Daya Dukung Pondasi Sarang Laba-laba

Untuk pengecekan daya dukung tanah dilakukan perhitungan seperti pada perhitungan daya dukung tanah pada pondasi tikar. Persamaan daya dukung KSSL yang dapat digunakan untuk menghitung kapasitas tanah menggunakan

$$q_a (\text{KSSL}) = 1,5 q_a (\text{pondasi Tikar}) \quad (2-36)$$

$q_a (\text{KSSL})$  diambil  $1,5 q_a (\text{pondasi Tikar})$  karena bekerjanya faktor-faktor yang menguntungkan pada KSSL, dibandingkan pondasi rakit sebagai berikut :

- Untuk beban dan luasan yang sama, KSSL memiliki kekakuan lebih tinggi daripada pondasi tikar.
- Sistem pemadatan tanah yang efektif didalam KSSL ikut memperbaiki dan menambah kepadatan / meningkatkan daya dukung dari tanah pendukung.
- Bekerjanya tegangan geser pada rib keliling terluar dari KSSL.
- Penyebaran beban dimulai dari dasar pelat dibagian atas rib, yang menyebabkan tegangan yang timbul akibat beban sudah merata pada lapisan tanah pendukung.
- KSSL memiliki kemampuan melindungi secara permanen stabilitas dari perbaikan tanah didalamnya.

### 2.7.2 Perhitungan Rib Pondasi Sarang Laba-laba

- Asumsi
  1. Tebal ekivalen maksimum diambil :  
 $t_e \text{ maks} = 0,7 h_k$   
 $h_k$  = tinggi rib
  2. Proses penyebaran beban dimulai dari ketinggian  $t_e$  diatas pelat KSSL
  3. Sudut penyebaran beban =  $45^\circ$
  4. Penyebaran beban dianggap sudah merata pada jarak 0,50 m dibawah rib

5. Diagram penyebaran beban membentuk limas terpancung.

- Perhitungan Tinggi Rib

a,b = lebar kolom (meter)

F = luas daerah penyebaran beban

$$= (a + 3,4 \text{ hk} + 1) (b + 3,4 \text{ hk} + 1)$$

Keseimbangan Beban :

$$P = F \cdot q_0 = q_0 (a + 3,4 \text{ hk} + 1) (b + 3,4 \text{ hk} + 1)$$

$q_0$  = tegangan yang bekerja pada lapisan tanah yang ditinjau

$q_a$  = tegangan ijin

Untuk  $q_0 = q_a$ , maka :

$$P = F \cdot q_a$$

$$= q_a (a + 3,4 \text{ hki} + 1) (b + 3,4 \text{ hki} + 1)$$

Dari persamaan di atas akan didapatkan hki atau tinggi rib konstruksi ideal di mana beban terdistribusi habis.

Untuk memperoleh desain yang ekonomis atau menggunakan pembesian minimum, ditentukan :

$$\text{hk} = 0,8 \text{ khi}$$

$$\text{maka, } q_0 = \frac{P}{(a + 3,4 \text{ hki} + 1) (b + 3,4 \text{ hki} + 1)}$$

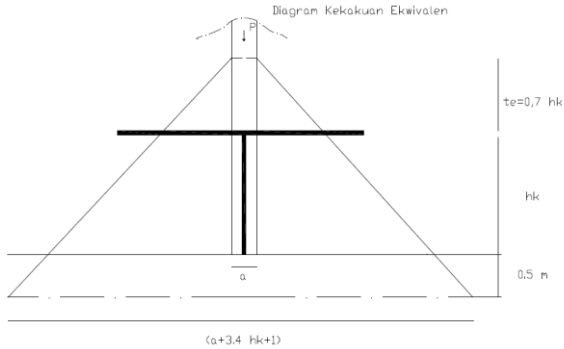
$$P_1 = q_a (a + 3,4 \text{ hk} + 1) (b + 3,4 \text{ hk} + 1) \quad (2-36)$$

Dimana,

$P_1$  = sebagian dari beban yang terdistribusi habis

$$P_s = P - P_1$$

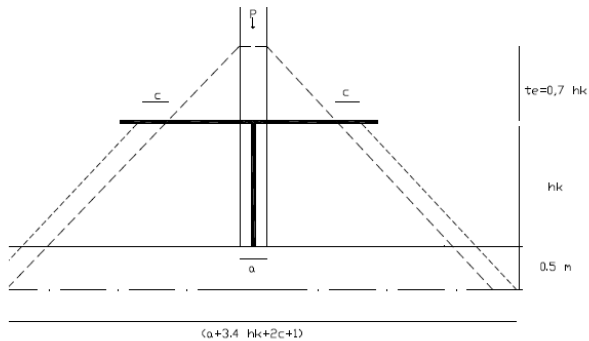
$$P_s = P_{\text{sisia}}$$



Gambar 2.10 Luasan Daerah Penyebaran Beban Sebelum memikul Momen  
(Sumber : Haryono dan Maulana, 2007)

- Dimensi dan Penulangan Rib

$$\text{Luas penyebaran } F1 = \frac{P}{qa}$$



Gambar 2.11 Luasan Daerah Penyebaran Beban setelah Memikul Momen  
(Sumber : Haryono dan Maulana, 2007)

$$P = q_a (a + 3,4h_k + 2c + 1)(b + 3,4h_k + 2c + 1) \quad (2-37)$$

Dari persamaan diatas didapat c :

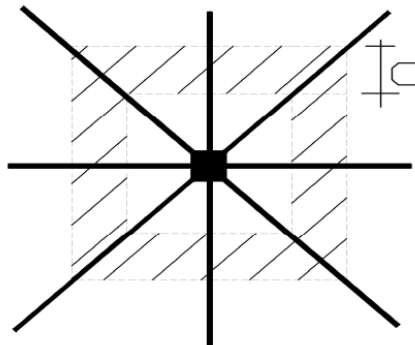
c = lebar beban yang dianggap memikul momen

$$M = \frac{P}{n} \times 0,5 c$$

Dimana, n = jumlah rib (pada umumnya 8)

Dengan momen tersebut, biasanya didapat pembesian minimum.

### 2.7.3 Perhitungan Pelat



Gambar 2.12 Pembebanan Lajur pada Pelat selebar C  
(Sumber : Haryono dan Maulana, 2007)

- Beban yang diperhitungkan =  $q_a$
- Lebar pelat yang ditinjau =  $c$
- Bentang pelat = jarak antar rib
- Dengan pembebanan lajur (sebesar  $c$ ), akan diperoleh dimensi dan pembesian pelat yang minimum

## 2.8 Perhitungan Tegangan Akibat Beban

Tegangan Maksimum yang terjadi dihitung dengan persamaan rumus :

$$q = \frac{P}{A} \pm \frac{M_y \cdot X}{I_y} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_x} \quad (2-38)$$

Dimana :

- q = Tegangan kontak yang terjadi (t/m<sup>2</sup>)
- P = Total gaya aksial (ton)
- A = Luas penampang dasar pondasi (m<sup>2</sup>)
- M<sub>x</sub>, M<sub>y</sub> = Total Momen sumbu x, y (ton.meter)
- I<sub>x</sub>, I<sub>y</sub> = Momen Inersia sumbu x, y (m<sup>4</sup>)
- X, Y = Jarak dari titik pusat pondasi ke titik yang ditinjau (m)

## 2.9 Penurunan Pondasi

Penurunan pondasi akibat beban yang bekerja pada pondasi dapat diklasifikasikan dalam dua jenis penurunan, yaitu :

1. Penurunan Seketika / Immediately Settlement  
Penurunan seketika adalah penurunan yang langsung terjadi begitu pembebanan bekerja atau dilaksanakan, biasanya terjadi berkisar antara 0 – 7 hari dan terjadi pada tanah lanau, pasir dan tanah liat yang mempunyai derajat kejenuhan (Sr %) < 90%. Persamaan rumus penurunan seketika / Immediately Settlement digunakan

$$S_i = C_f \times \frac{1-v^2}{E_s} \times q \times B \quad (2-39)$$

Dimana :

- C<sub>f</sub> = koefisien bentuk pondasi (Tabel 2.9.)
- E<sub>s</sub> = Modulus young tanah



- v = koefisien Poisson  
 B = lebar pondasi  
 q = beban merata

Tabel 2.6 Korelasi Nilai Cf

L/B	Pondasi kaku	Pondasi <i>Flexible</i>	
		Di tepi	Di tengah
1	0,88	0,56	1,12
2	1,21	0,76	1,53
3	1,43	0,89	1,78
5	1,72	1,05	2,10
10	2,13	1,27	2,58

## 2. Penurunan Konsolidasi / Consolidation Settlement

Penurunan Konsolidasi adalah penurunan yang diakibatkan keluarnya air dalam pori tanah akibat beban yang bekerja pada pondasi, besarnya ditentukan oleh waktu pembebanan dan terjadi pada tanah jenuh ( $S_r = 100\%$ ), mendekati jenuh ( $S_r = 90\%-100\%$ ) atau pada tanah berbutir halus. Penurunan konsolidasi yang terjadi dibagi dua, yaitu :

- Penurunan Konsolidasi Primer
- Penurunan Konsolidasi Sekunder

Besarnya penurunan akibat konsolidasi dapat dicari sebagai berikut :

- Normally consolidated
 
$$S_c = H \frac{C_c}{1+e_0} \log \left( 1 + \frac{\Delta \sigma}{\sigma'_{o'}} \right) \quad (2-40)$$

- Overconsolidated ( $\sigma'_o + \Delta\sigma \leq \sigma'_c$ )

$$S_c = H \frac{C_s}{1+e_0} \log \left( 1 + \frac{\Delta\sigma}{\sigma'_o} \right) \quad (2-41)$$

- Overconsolidated ( $\sigma'_o + \Delta\sigma \geq \sigma'_c$ )

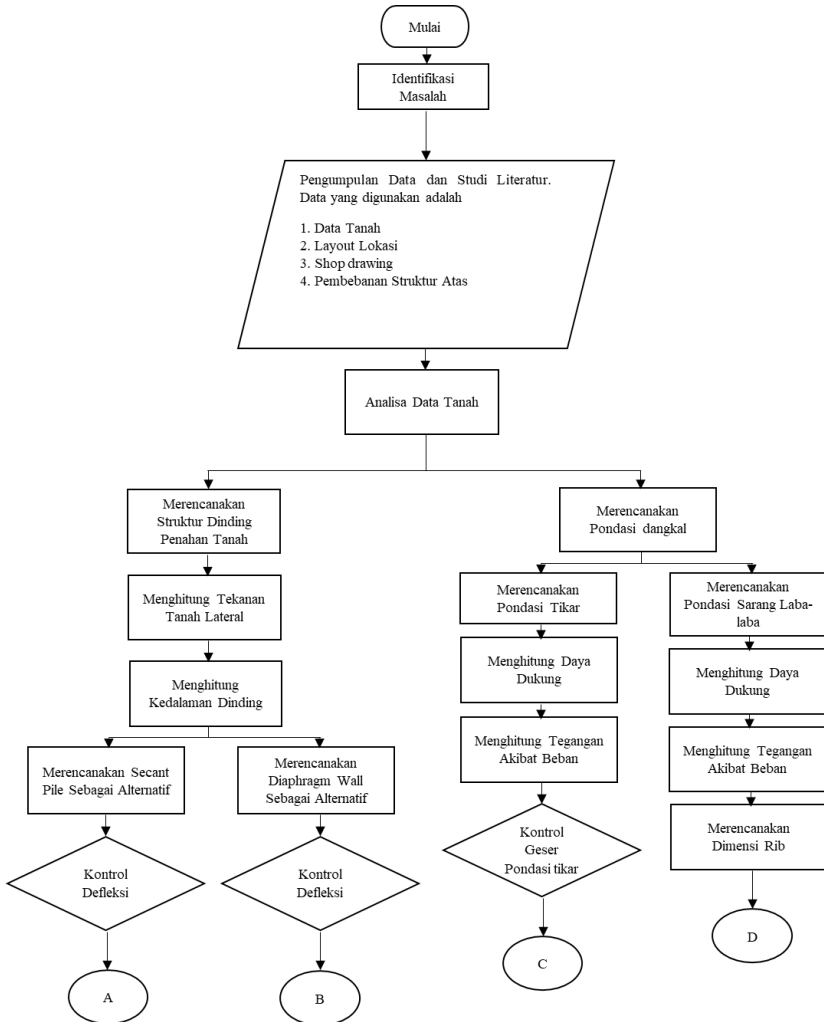
$$S_c = H \frac{C_s}{1+e_0} \log \left( \frac{\sigma'_c}{\sigma'_o} \right) + H \frac{C_c}{1+e_0} \log \left( \frac{\sigma'_o + \Delta\sigma}{\sigma'_c} \right) \quad (2-42)$$

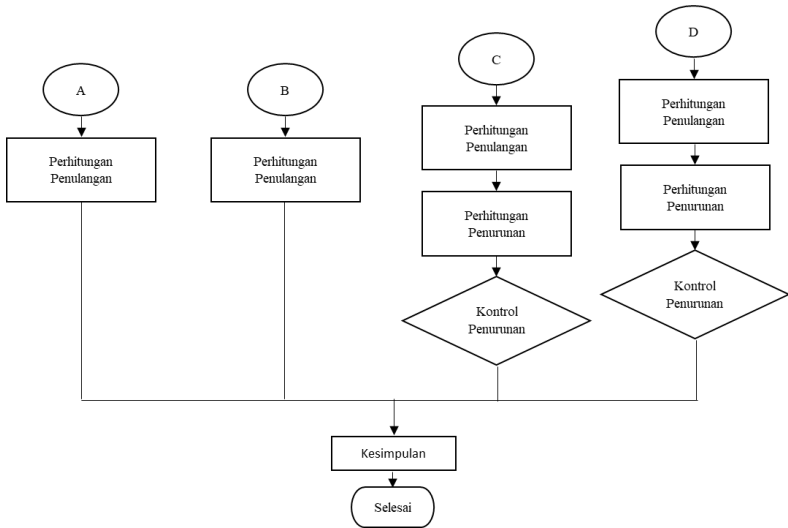
Dimana :

- $S_c$  = Penurunan akibat konsolidasi (m)  
 $H$  = Tebal lapisan tanah lunak (m) ( $N-SPT < 10$ )  
 $e_0$  = Angka pori awal  
 $C_c, C_s$  = Compression Index  
 $\sigma'_o$  = Tegangan overburden efektif (t/m<sup>2</sup>)  
 $\sigma'_c$  = Tegangan prakonsolidasi (t/m<sup>2</sup>)  
 $\Delta\sigma$  = Tegangan akibat beban di permukaan tanah

## BAB III METODOLOGI

### 3.1 Bagan Alir





### 3.2 Penjelasan Alur Bagan

#### 1. Pengumpulan Data Proyek

Langkah pertama yang dilakukan adalah mengumpulkan informasi awal untuk mengidentifikasi, merumuskan, dan menentukan tujuan dari pemecahan masalah dengan mempertimbangkan pengetahuan berdasarkan literatur yang ada. Dimana hal-hal yang dikumpulkan berupa:

##### a. Data umum bangunan

Data umum bangunan meliputi: lokasi gedung, pembebanan struktur atas, jumlah lantai serta shop drawing gedung yang digunakan dalam perencanaannya.

##### b. Data tanah proyek

Data tanah yang didapatkan berupa data borlog dan layout lokasi proyek.

## 2. Analisa Data Tanah

Melakukan analisa data berupa data tanah dasar. Data tanah dasar dianalisa sehingga mendapatkan korelasi nilai data tanah untuk parameter tanah.

## 3. Perencanaan Dinding Penahan Tanah

Dinding penahan tanah yang direncanakan ada dua yaitu diaphragm wall dan secant pile.

## 4. Menghitung Tekanan Tanah Lateral

Dari data tanah yang diperoleh, dihitung koefisien tanah menurut Rankine. Kemudian dihitung tekanan tanah lateral yang akan ditahan oleh struktur penahan tanah.

## 5. Menghitung Kedalaman Dinding

Dari hasil perhitungan tekanan tanah lateral, dicari kedalaman dinding penahan tanah basement dengan menggunakan persamaan  $\sum M = 0$ .

## 6. Merencanakan Secant Pile

Menentukan kedalaman jepit dinding, menentukan diameter secant pile menggunakan persamaan serta melakukan permodelan untuk mendapatkan hasil analisa struktur menggunakan program bantu. Setelah didapatkan hasil deformasi melalui program bantu, dilakukan perencanaan penulangan secant pile.

## 7. Merencanakan Diaphragm Wall

Menentukan kedalaman jepit dinding, menentukan dimensi diaphragm wall serta melakukan permodelan untuk mendapatkan hasil analisa struktur menggunakan program bantu. Setelah didapatkan hasil deformasi berdasarkan analisa struktur melalui program bantu, dilakukan perencanaan penulangan diaphragm wall.

#### 8. Perencanaan Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal yang direncanakan ada dua, meliputi pondasi tikar dan pondasi sarang laba-laba.

#### 9. Merencanakan Pondasi Tikar

Pada perencanaan pondasi tikar meliputi perhitungan daya dukung pondasi, tegangan maksimum akibat beban struktur atas, kontrol geser yang terjadi pada pondasi tikar yaitu geser satu arah dan dua arah, serta menghitung penurunan yang terjadi.

#### 10. Merencanakan Pondasi Sarang Laba-laba

Pada perencanaan pondasi KSSL meliputi perhitungan daya dukung pondasi, tegangan maksimum akibat beban struktur atas, dimensi rib serta menghitung penurunan yang terjadi.

## BAB IV

### ANALISA DATA TANAH

#### 4.1 Data Standard Penetration Test (SPT)

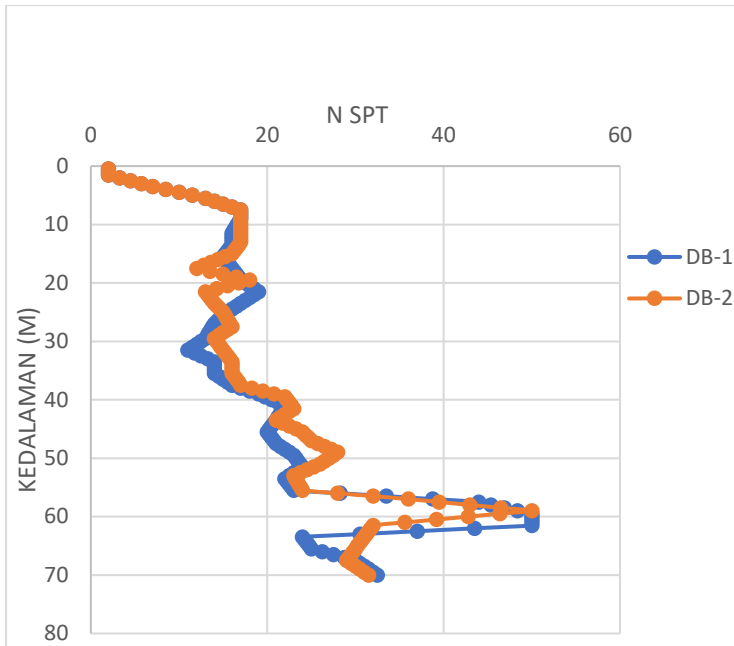
Data tanah yang digunakan adalah data SPT dari penyelidikan tanah oleh Testana Engineering, Inc di Jalan HR Muhammad No. 209, Surabaya Barat seperti pada Gambar 4.1. Pengeboran dilakukan pada Tahun 2014, sebanyak 2 titik yaitu DB-1 dan DB-2 dengan kedalaman hingga 70 meter setiap titiknya. Keseluruhan data penyelidikan tanah dapat dilihat di Lampiran.



Gambar 4.1 Layout Lokasi Proyek Pengambilan Data

## 4.2 Penggabungan Data SPT

Data SPT tidak dapat langsung digunakan sebagai data perencanaan. Perlu dilakukan perbandingan terlebih dahulu pada kedua data SPT guna mengetahui data tanah yang paling kritis untuk digunakan pada perencanaan dinding penahan tanah dan pondasi dangkal dengan cara menggabungkan nilai SPT dari kedua data borlog, kemudian diambil nilai yang paling kritis. Perbandingan nilai SPT dapat dilihat pada gambar 4.2



Gambar 4.2 Grafik Kedalaman vs N SPT

Bedasarkan grafik pada gambar 4.1, dapat disimpulkan bahwa jenis tanah sama, yaitu lempung lanau dengan konsistensi cenderung keras. Setelah mengetahui perbandingan nilai SPT, kemudian diambil nilai terkritis dari kedua data tersebut yang akan digunakan pada perencanaan. Data yang digunakan adalah DB-1 dan dilakukan pengelompokan tanah berdasarkan tingkat konsistensinya seperti tabel 2.1. Setelah itu, tiap lapisan tanah hasil pengelompokan dikontrol dengan rumus perhitungan coefisien of variance atau CV, yaitu standar deviasi dibagi dengan nilai SPT rata-rata satu lapis dikalikan dengan 100 persen. Batas nilai CV yang ditentukan adalah 30 persen. Contoh perhitungan nilai CV dapat dilihat pada tabel 4.1



Tabel 4.1 Contoh perhitungan nilai CV

Depth	Soil Description	N SPT	N rata-rata	STDEV	CV (%)	N Pakai	Consistency
0,5	Clay and silt, inorganic, trace of sand, trace of gravel	2	2	0	0	2	Very Soft
1		2					
1,5		2					
2		3,25	3,875	0,884	22,81	3	Soft
2,5		4,5					

Seluruh perhitungan nilai CV yang digunakan untuk perencanaan dinding penahan tanah dan pondasi dangkal dapat dilihat pada Lampiran.

#### 4.3. Penentuan dan Korelasi Parameter Tanah

Data borlog hanya menyediakan nilai N-SPT dan diperlukan parameter-parameter data tanah berupa  $\gamma$  tanah,  $\phi$  (sudut geser) tanah,  $C_u$  (kohesivitas tanah),  $E$  (Modulus Young) dan  $\nu$  (Poisson Ratio). Dalam rangka melengkapi parameter-parameter data tanah tersebut, maka diperlukan metode korelasi. Nilai kohesi undrained ( $C_u$ ), dapat dikorelasikan terhadap tingkat konsistensi tanah lempung sesuai dengan tabel 2.1, sedangkan nilai kohesivitas tanah efektif ( $C'$ ) sama dengan  $2/3$  dari nilai  $C_u$ . Nilai berat jenis tanah jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dapat dikorelasikan terhadap tingkat konsistensi tanah dan nilai N-SPT sesuai dengan tabel 2.2. Nilai Modulus Young ( $E$ ) dapat dikorelasikan berdasarkan jenis tanah sesuai tabel 2.3 sedangkan nilai berat jenis tanah kering ( $\gamma_d$ ) dapat dikorelasikan berdasarkan nilai berat jenis jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) sesuai dengan tabel 2.4. Nilai berat jenis tanah ( $\gamma_t$ ) dapat dicari dengan menjumlahkan nilai berat jenis tanah jenuh ( $\gamma_{sat}$ ) dan nilai berat jenis tanah kering ( $\gamma_d$ ) lalu dibagi dengan 2. Untuk nilai poisson ratio diambil nilai 0,2. Nilai sudut geser ( $\Phi$ ) dikorelasikan dari beberapa data parameter tanah.

Tabel 4.2 Rekapitulasi Data Tanah

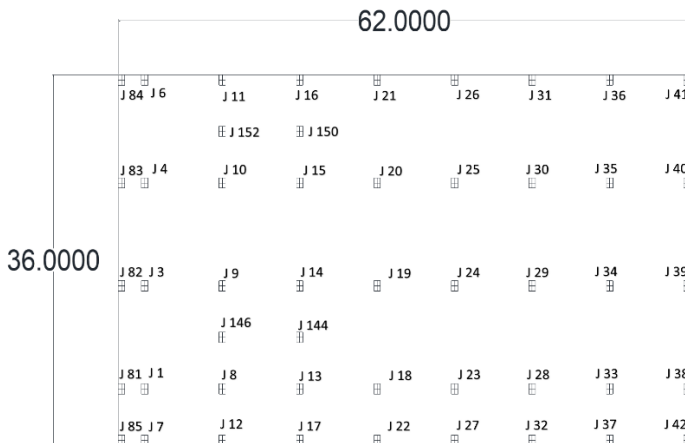
Kedalaman	Tebal ( m )	Jenis Tanah	NSPT	Konsistensi	$\gamma_{\text{Sat}}$ ( ton/m <sup>3</sup> )	$\gamma_t$ ( ton/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ ( ton/m <sup>3</sup> )	$\phi$	$C_u$ ( t/m <sup>2</sup> )	$C'$ ( t/m <sup>2</sup> )	$E_s$ ( ton/m <sup>2</sup> )	vs
0 -1,5 m	1,5	Clay and silt	2	Very Soft	1,63	1,295	0,960	2	1,2	0,80	1120	0,2
1,5 - 2,5 m	1	Clay and silt	3	Soft	1,71	1,380	1,050	2	2,1	1,40	1580	0,2
2,5 - 4 m	1,5	Clay and silt	7	Medium	1,76	1,480	1,200	3	3,6	2,40	2900	0,2
4 - 39,5 m	35,5	Clay and silt	15	Stiff	1,80	1,534	1,267	5	8	5,33	5800	0,2
39,5 - 57 m	17,5	Clay and silt	22	Very Stiff	1,93	1,711	1,489	6	12	8,00	7000	0,2
57 - 62 m	5	Clay and silt	47	Hard	2,00	1,780	1,560	9	23,5	15,67	9700	0,2
62 - 70 m	8	Clay and silt	28	Very Stiff	2,00	1,780	1,560	6	14	9,33	8000	0,2

## BAB V

### PERENCANAAN PONDASI DANGKAL

#### 5.1 Pembebanan Gedung Voza Premium Office

Pembebanan gedung Voza Premium Office sangat diperlukan dalam perencanaan pondasi tika dan pondasi sarang laba-laba. Pembebanan struktur atas gedung Voza Premium Office didapatkan dari tugas akhir berjudul “Desain Modifikasi Struktur Gedung Voza Office Tower Menggunakan Beton Pracetak Sambungan Basah Sesuai ACI 318M-14”(Willy Chandra, 2018). Beban yang didapatkan adalah beban kolom lantai basement dengan kombinasi beban  $D + L$  untuk merencanakan tegangan-tegangan yang terjadi pada pondasi serta penurunan pondasi sedangkan kombinasi  $1,2D + 1,6L$  untuk merencanakan geser dan penulangan pada pondasi tika. Untuk perhitungan beban struktur gedung Voza Premium Office selengkapnya akan disajikan pada tabel 4.1 untuk kombinasi  $D + L$  dan tabel 4.2 untuk kombinasi  $1,2D + 1,6L$



Gambar 5.1 Denah kolom pada pondasi tika

Tabel 5.1 Rekap Pembebanan kombinasi D + L

Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FZ
			Ton
81	12	D+L	14,80713
82	10	D+L	21,37415
83	8	D+L	21,49569
84	5	D+L	11,17008
85	14	D+L	5,12445
1	22	D+L	527,1759
3	20	D+L	839,415
4	18	D+L	841,8048
6	16	D+L	506,4159
7	24	D+L	67,43205
8	99	D+L	569,5849
9	95	D+L	1007,145
10	91	D+L	971,7187
11	87	D+L	568,9707
12	103	D+L	91,51156
152	160	D+L	420,8353
146	159	D+L	424,7219
13	25	D+L	607,6312
14	27	D+L	1005,896
15	29	D+L	1010,724
16	31	D+L	583,3381
17	33	D+L	79,69678
144	147	D+L	415,9478
150	152	D+L	426,4353
18	72	D+L	709,3127
19	70	D+L	1152,98

20	68	D+L	1116,685
21	442	D+L	695,7051
22	74	D+L	82,60773
23	82	D+L	695,8949
24	80	D+L	1135,725
25	78	D+L	1100,652
26	76	D+L	678,561
27	84	D+L	80,66668
28	100	D+L	691,2261
29	96	D+L	1122,825
30	92	D+L	1097,722
31	88	D+L	665,6111
32	105	D+L	80,65049
33	115	D+L	667,0345
34	113	D+L	1068,65
35	111	D+L	1084,355
36	109	D+L	624,7762
37	117	D+L	81,68547
38	125	D+L	428,6689
39	123	D+L	665,013
40	121	D+L	670,0104
41	119	D+L	413,4359
42	127	D+L	46,67197

Tabel 5.2 Rekap Pembebanan kombinasi 1,2D + 1,6L

Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FZ
			Ton
81	12	1,2D + 1,6L	18,50965
82	10	1,2D + 1,6L	26,69624
83	8	1,2D + 1,6L	26,85038
84	5	1,2D + 1,6L	13,88247
85	14	1,2D + 1,6L	6,35689
1	22	1,2D + 1,6L	665,5256
3	20	1,2D + 1,6L	1064,6
4	18	1,2D + 1,6L	1067,39
6	16	1,2D + 1,6L	637,5137
7	24	1,2D + 1,6L	84,84935
8	99	1,2D + 1,6L	721,2916
9	95	1,2D + 1,6L	1280,821
10	91	1,2D + 1,6L	1234,064
11	87	1,2D + 1,6L	718,1574
12	103	1,2D + 1,6L	115,3415
152	160	1,2D + 1,6L	533,5403
146	159	1,2D + 1,6L	539,1292
13	25	1,2D + 1,6L	769,5091
14	27	1,2D + 1,6L	1280,723
15	29	1,2D + 1,6L	1287,409
16	31	1,2D + 1,6L	735,7278
17	33	1,2D + 1,6L	100,346
144	147	1,2D + 1,6L	527,7433
150	152	1,2D + 1,6L	540,7903
18	72	1,2D + 1,6L	900,6101
19	70	1,2D + 1,6L	1470,006

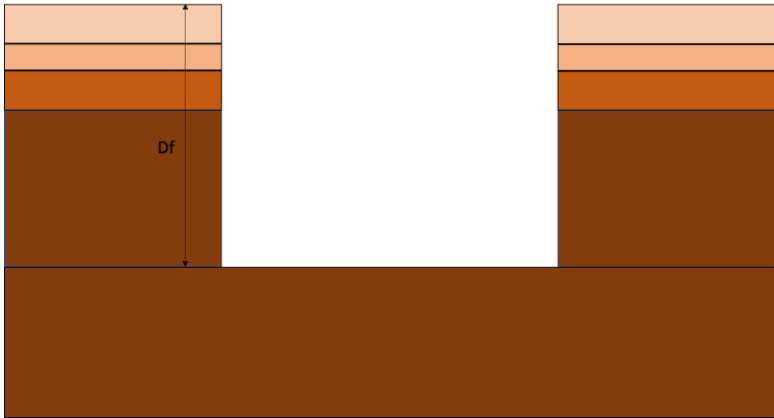
20	68	1,2D + 1,6L	1424,211
21	442	1,2D + 1,6L	875,515
22	74	1,2D + 1,6L	104,0794
23	82	1,2D + 1,6L	883,7661
24	80	1,2D + 1,6L	1448,197
25	78	1,2D + 1,6L	1402,719
26	76	1,2D + 1,6L	851,8221
27	84	1,2D + 1,6L	101,6021
28	100	1,2D + 1,6L	877,9096
29	96	1,2D + 1,6L	1432,028
30	92	1,2D + 1,6L	1398,829
31	88	1,2D + 1,6L	835,6654
32	105	1,2D + 1,6L	101,5822
33	115	1,2D + 1,6L	847,0115
34	113	1,2D + 1,6L	1363,216
35	111	1,2D + 1,6L	1381,419
36	109	1,2D + 1,6L	786,1298
37	117	1,2D + 1,6L	102,8992
38	125	1,2D + 1,6L	540,015
39	123	1,2D + 1,6L	842,2144
40	121	1,2D + 1,6L	848,2827
41	119	1,2D + 1,6L	518,9384
42	127	1,2D + 1,6L	58,27051

## 5.2 Analisa Daya Dukung Pondasi Tikar

Perhitungan dan analisa pondasi tikar yang dilakukan menggunakan sumber dari buku “Principle Of Foundation Engineering” ( Braja das, 2011 ). Sesuai dengan sub bab 2.6, persamaan perhitungan daya dukung tanah yang digunakan adalah persamaan 2-28.

$$Q_u = cN_cF_{cs}F_{cd}F_{ci} + qN_qF_{qs}F_{qd}F_{qi} + 0,5\gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

Nilai  $N_q$ ,  $N_c$ , dan  $N_\gamma$  dapat dicari dengan ditentukan pada tabel 2.8. Pondasi tika terletak pada lapisan tanah keempat, memiliki kedalaman 10 meter dan nilai  $\phi = 5^\circ$  sesuai dengan gambar 5.2.



Gambar 5.2 Kedalaman dan Letak Pondasi

$$\begin{aligned} N_q &= 1,57 \\ N_c &= 6,49 \\ N_\gamma &= 0,45 \end{aligned}$$

Faktor bentuk pondasi dapat ditentukan dengan perumusan berikut :

$$\begin{aligned} F_{cs} &= 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \left(\frac{N_q}{N_c}\right) = 3,03 \\ F_{qs} &= 1 + \left(\frac{B}{L}\right) \tan \phi = 1,05 \\ F_{\gamma s} &= 1 - 0,4 \left(\frac{B}{L}\right) = 0,77 \end{aligned}$$



Faktor kedalaman pondasi dapat ditentukan dengan perumusan berikut :

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \emptyset (1 - \sin \emptyset)^2 \left( \frac{Df}{B} \right) = 1,024$$

$$F_{cd} = F_{qd} - \frac{1 - F_{qd}}{N_c \tan \emptyset} = 1,011$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

Karena beban dianggap beban vertikal sehingga tidak membentuk sudut, maka :

$$F_{ci} = F_{qi} = F_{\gamma i} = 1$$

Untuk nilai q atau term kedalaman surcharge yang digunakan adalah

$$q = (\gamma_1' h_1) + (\gamma_2' h_2) + (\gamma_3' h_3) + (\gamma_4' x_6) = 7,595 \text{ t/m}^2$$

Maka,

$$Q_u = 5,33 \times 6,49 \times 3,03 \times 1,011 \times 1 + 7,595 \times 1,57 \times 1,05 \times 1,004 \times 1 + 0,5 \times 0,8 \times 1 \times 0,45 \times 0,77 \times 1 \times 1$$

$$Q_u = 59,67 \text{ ton/m}^2$$

$$Q \text{ ijin pondasi tika} = 59,67 / 3 = 19,89 \text{ ton/m}^2$$

### 5.3 Perhitungan Tegangan Akibat Beban

Kombinasi pembebanan struktur atas yang digunakan untuk perhitungan tegangan tanah adalah kombinasi D + L dan Tegangan tanah maksimum akibat beban yang terjadi dihitung berdasarkan perumusan 2-38 pada subbab 2.8.

$$q = \frac{\Sigma P}{A} \pm \frac{M_y \cdot X}{I_y} \pm \frac{M_x \cdot Y}{I_x}$$

dimana :

$\Sigma P$  = total joint reaction pada gedung Voza = 27897,5 ton  
 $A$  = Luas Pondasi Tika = 2232 m<sup>2</sup>  
 $I_y$  = Momen Inersia Pondasi tika terhadap sumbu y  
 $= (1/12) X (62^3) X (36) = 714984 \text{ m}^4$   
 $I_x$  = Momen Inersia Pondasi tika terhadap sumbu x  
 $= (1/12) X (62) X (36^3) = 241056 \text{ m}^4$   
 $X$  = Jarak titik pusat pondasi ke titik tinjau terhadap sumbu X  
 $Y$  = Jarak titik pusat pondasi ke titik tinjau terhadap sumbu Y  
 $M_y$  =  $\Sigma P X e_x$   
 $M_x$  =  $\Sigma P X e_y$

Dimana,

$$e_x = \frac{\Sigma (P X x)}{\Sigma P} - \frac{\text{panjang pondasi}}{2} = -0,043 \text{ m}$$

$$e_y = \frac{\Sigma (P X y)}{\Sigma P} - \frac{\text{lebar pondasi}}{2} = 1,954 \text{ m}$$

Untuk letak  $e$  yang bernilai negatif menandakan bahwa eksentrisitas berada di sebelah kiri titik pusat pondasi tika pada sumbu X dan sebelah bawah titik pusat pondasi tika pada sumbu Y seperti pada gambar 5.3. Setelah itu, menghitung momen yang terjadi pada sumbu X dan Y seperti berikut ini

$$M_y = 27897,5 \times 0,043 = 1212,71 \text{ t-m}$$

$$M_x = 27897,5 \times 1,954 = 54519,25 \text{ t-m}$$

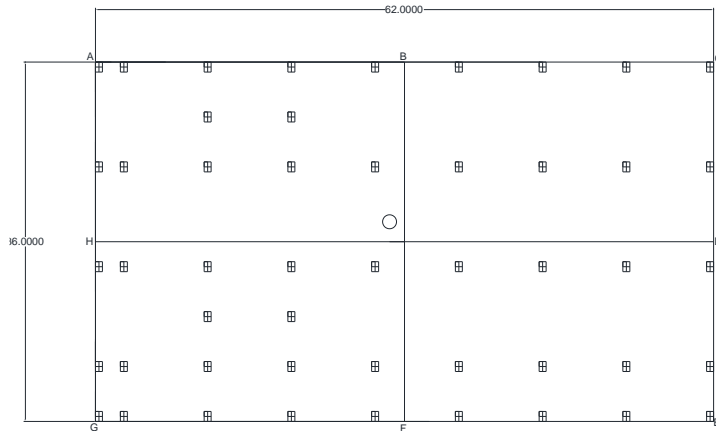
Sehingga

$$q = \frac{27897,5}{2232} \pm \frac{1212,71 X}{714984} \pm \frac{54519,25 Y}{241056}$$

Persamaan nilai tegangan tanah akibat beban struktur atas

$$q = 12,5 \pm 0,0017 X \pm 0,2262 Y$$

Untuk tanda + atau – ditentukan dengan letak titik yang ditinjau apakah searah atau tidak dengan titik eksentrisitas, bila searah bertanda + sedangkan tidak searah bertanda -.



Gambar 5.3 Letak titik eksentrisitas

Setelah itu, mencari letak titik tegangan tanah maksimum pada pondasi tika. Nilai tegangan tanah pada titik A sampai H dapat dilihat pada tabel 5.3

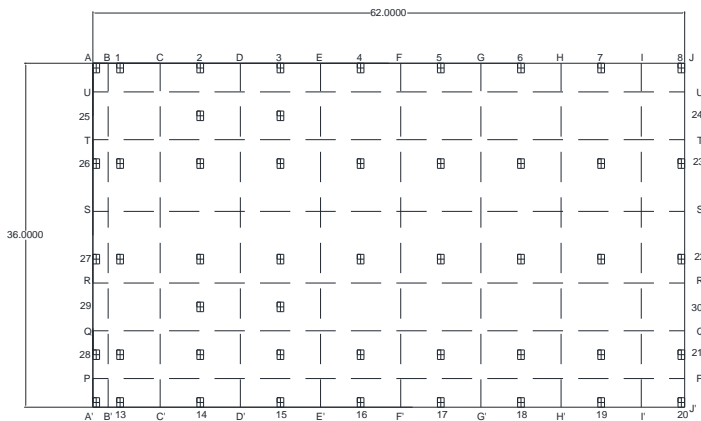
Tabel 5.3 Nilai tegangan maksimum

Titik	Q/A	My/Iy	X	Mx/Ix	Y	q
						Ton/M <sup>2</sup>
A	12,50	0,0017	31	0,2262	18	16,62249
B	12,50	0,0017	0	0,2262	18	16,56991
C	12,50	0,0017	-31	0,2262	18	16,51733
D	12,50	0,0017	-31	0,2262	0	12,4463
E	12,50	0,0017	-31	0,2262	-18	8,375268
F	12,50	0,0017	0	0,2262	-18	8,427848
G	12,50	0,0017	31	0,2262	-18	8,480429
H	12,50	0,0017	31	0,2262	0	12,55146

Dari hasil perhitungan pada tabel 5.1, dapat dilihat titik A mempunyai tegangan yang paling besar dan tidak melebihi Q ijin pondasi tika.

## 5.4 Perencanaan Tebal dan Penulangan Pondasi Tika

Pondasi tika adalah pondasi yang menahan lebih dari satu kolom dan tebal pelat harus diproporsikan untuk menahan beban struktur atas. Setelah mencari tegangan maksimum dengan kombinasi beban  $D + L$ , dilakukan perhitungan dengan cara yang sama dengan kombinasi beban  $1,2D + 1,6L$  untuk menganalisa kekuatan geser dan momen ultimate yang terjadi. Daerah yang dikontrol untuk menentukan kapasitas dimensi pondasi tika menggunakan daerah yang mengalami beban maksimum. Beban maksimum yang terjadi pada gedung Voza Premium Office adalah 1470,01 ton pada joint 19. Pondasi tika dianalisa dengan membagi pondasi tika menjadi beberapa strip terhadap sumbu X dan sumbu Y seperti gambar 5.3. Untuk menganalisa geser satu arah dan dua arah, direncanakan mutu beton pondasi tika adalah 50 Mpa dengan mengasumsi tebal efektif ( $d$ ) adalah 1850 mm. Perhitungan geser satu arah dan dua arah seperti pada subbab 2.6.1.



Gambar 5.4 Pembagian Strip Pondasi Tika

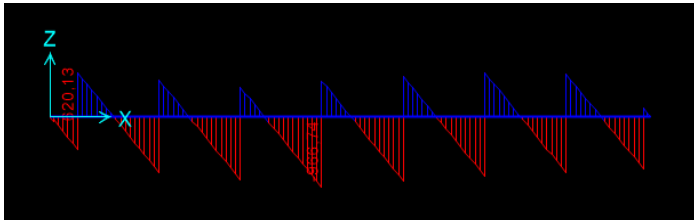
- Kontrol geser satu arah

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{\text{Total beban pada strip RRSS}}{\text{Luas Area strip RRSS}} \\
 &= 10208,5 / (7,5 \times 62) \\
 &= 21,95 \text{ t/m}^2 \\
 W_{\text{soil}} &= 21,95 \times (\text{lebar strip}) \\
 &= 21,95 \times 7,5 \\
 &= 164,65 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Diasumsi tebal efektif (d) = 1900 – 50 = 1850 mm

$$Vu1 = \text{Geser maksimum} - (d \times W_{\text{soil}})$$

Untuk perhitungan geser maksimum, digunakan program bantu SAP2000.



Gambar 5.5 Bidang geser maksimum

Dari hasil program bantu SAP2000 didapat bidang geser maksimum pada strip RRSS adalah 966,74 ton.

$$\begin{aligned}
 Vu1 &= 966,74 - (1,85 \times 164,65) \\
 &= 662,13 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= \frac{3Vu1}{\phi \sqrt{f'c} b o} \\
 &= 499,41 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan analisa geser satu arah diatas didapatkan  $d = 499,41$  mm. Setelah itu dibandingkan apakah  $d$  yang diasumsi dapat digunakan atau tidak.

Kontrol

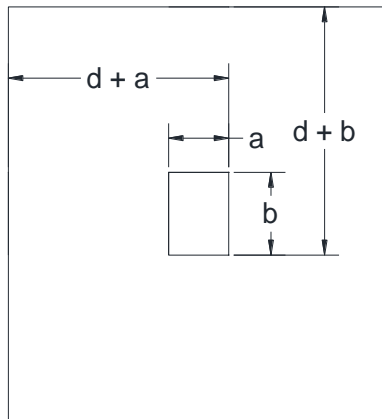
$d_{\text{asumsi}} > d$

$1850 \text{ mm} > 499,41 \text{ mm}$  (Ok)

Selanjutnya dilakukan analisa perhitungan geser dua arah seperti pada dibawah ini.

- Kontrol geser dua arah

Luas daerah kritis untuk geser dua arah seperti gambar 5.5 berikut



Gambar 5.6 Daerah kritis geser 2 arah

$$\begin{aligned} V_{u2} &= \text{beban kolom} - \text{luas daerah kritis} \times W_{\text{soil}} \\ &= 1470,01 - 7,41 \times 164,65 \\ &= 249,93 \text{ ton} \end{aligned}$$

$b_o$  = keliling daerah kritis

$$\begin{aligned}
 &= 10,9 \text{ m} \approx 10900 \text{ mm} \\
 \beta c &= \text{rasio panjang kolom terhadap pendek kolom} \\
 &= 1 / 0,75 \\
 &= 1,33 \\
 \alpha s &= 40 \text{ (kolom interior)} \\
 d1 &= \frac{6Vu2}{\phi \sqrt{f'c} b_o} \\
 &= 259,4 \text{ mm} \\
 d2 &= \frac{6Vu2}{\phi (1 + \frac{8}{\beta c}) \sqrt{f'c} b_o} \\
 &= 37,06 \text{ mm} \\
 d3 &= \frac{12Vu2}{\phi (\frac{\alpha s d}{b_o} + 2) \sqrt{f'c} b_o} \\
 &= 59,03 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan d diatas, diambil d terbesar yaitu  $d1 = 259,4 \text{ mm}$ . Setelah itu dibandingkan apakah d asumsi dapat digunakan atau tidak.

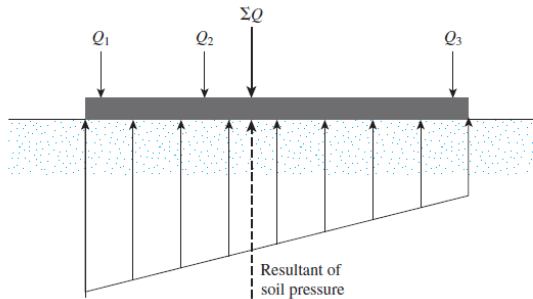
Kontrol

d asumsi >  $d1$

$1850 \text{ mm} > 259,4 \text{ mm}$  (Ok)

Dari analisa geser satu arah dan dua arah d yang diasumsi yaitu  $1850 \text{ mm}$  dapat dapat memikul gaya geser yang terjadi pada pondasi tika. Akan tetapi dalam perencanaan penulangan, digunakan tebal total pondasi tika  $2000 \text{ mm}$  atau  $2 \text{ meter}$  agar lebih aman dengan cover  $50 \text{ mm}$ .

Pada setiap strip, dicari tegangan tanah rata-rata dengan menjumlahkan tegangan tanah pada ujung satu dengan ujung lainnya lalu dibagi dengan 2 seperti pada gambar 5.4



Gambar 5.7 Resultan Tegangan Tanah

Untuk perhitungan tegangan tanah pada strip arah Y dan strip arah X dapat dilihat pada Tabel 5.2 dan 5.3

Tabel 5.4 Tegangan tanah Arah Y

Titik	Q/A	My/Iy	X	Mx/Ix	Y	q	qav
						Ton/M <sup>2</sup>	Ton/M <sup>2</sup>
A	15,86	0,0020	31	0,285	18	21,041	15,92
A'	15,86	0,0020	31	0,285	-18	10,796	
1	15,86	0,0020	28,15	0,285	18	21,036	15,91
13	15,86	0,0020	28,15	0,285	-18	10,790	
2	15,86	0,0020	19,75	0,285	18	21,019	15,90
14	15,86	0,0020	19,75	0,285	-18	10,774	
3	15,86	0,0020	11,35	0,285	18	21,003	15,88
15	15,86	0,0020	11,35	0,285	-18	10,757	
4	15,86	0,0020	2,95	0,285	18	20,986	15,86
16	15,86	0,0020	2,95	0,285	-18	10,740	
5	15,86	0,0020	-5,45	0,285	18	20,969	15,85
17	15,86	0,0020	-5,45	0,285	-18	10,724	
6	15,86	0,0020	-13,85	0,285	18	20,953	15,83
18	15,86	0,0020	-13,85	0,285	-18	10,707	
7	15,86	0,0020	-22,25	0,285	18	20,936	15,81
19	15,86	0,0020	-22,25	0,285	-18	10,691	
8	15,86	0,0020	-31	0,285	18	20,919	15,80
20	15,86	0,0020	-31	0,285	-18	10,674	



Tabel 5.5 Tegangan tanah Arah X

Titik	Q/A	My/Iy	X	Mx/Ix	Y	q	qav
						Ton/M <sup>2</sup>	Ton/M <sup>2</sup>
A'	15,857	0,0020	31	0,285	-18	10,796	10,73
J'	15,857	0,0020	-31	0,285	-18	10,674	
28	15,857	0,0020	31	0,285	-12,5	12,361	12,30
21	15,857	0,0020	-31	0,285	-12,5	12,239	
29	15,857	0,0020	31	0,285	-7,5	13,784	13,72
30	15,857	0,0020	-31	0,285	-7,5	13,662	
27	15,857	0,0020	31	0,285	-2,5	15,207	15,15
22	15,857	0,0020	-31	0,285	-2,5	15,085	
26	15,857	0,0020	31	0,285	7,5	18,053	17,99
23	15,857	0,0020	-31	0,285	7,5	17,931	
25	15,857	0,0020	31	0,285	12,5	19,476	19,41
24	15,857	0,0020	-31	0,285	12,5	19,354	
A	15,857	0,0020	31	0,285	18	21,041	20,98
J	15,857	0,0020	-31	0,285	18	20,919	

Dari hasil perhitungan tegangan rata-rata, dicari reaksi total tanah tiap strip dengan mengalikan tegangan tanah rata-rata dengan luasan tiap stripnya. Berikut contoh perhitungan strip EFF'E' dan perhitungan selengkapnya dapat dilihat pada lampiran

$$\begin{aligned}
 \text{Total Soil Reaction} &= q_{av} \times B1 \times L \\
 &= 15,86 \text{ ton/m}^2 \times 8,4 \times 36 \\
 &= 4797,035 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Setelah itu, mencari interaksi antara tegangan tanah dan beban struktur. Berikut contoh perhitungan interaksi tegangan tanah dan beban struktur. Untuk selengkapnya dapat dilihat pada lampiran

$$\begin{aligned}
 \text{Average Load} &= \frac{\text{Beban karena tegangan tanah} + \Sigma \text{Beban kolom}}{2} \\
 &= \frac{4797,035 + 4774,421}{2} \\
 &= 4785,728 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Untuk modifikasi tegangan tanah akibat interaksi

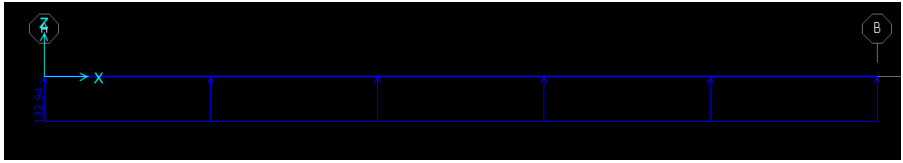
$$\begin{aligned} q_{av} (\text{modified}) &= q_{av} \times \left( \frac{4785,728}{4797,035} \right) \\ &= 15,86 \times \left( \frac{4785,728}{4797,035} \right) \\ &= 15,826 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Reaksi tanah} &= q_{av} (\text{modified}) \times B1 \\ &= 15,826 \times 8,4 \\ &= 132,937 \text{ ton/m} \end{aligned}$$

Setelah menghitung tegangan tanah yang termodifikasi, selanjutnya mencari faktor pengali untuk beban kolom akibat interaksi tegangan tanah dengan beban kolom. Berikut contoh perhitungan beban kolom yang termodifikasi, untuk selengkapnya dapat dilihat pada lampiran.

$$\begin{aligned} \text{Faktor modifikasi} &= \left( \frac{\text{Beban rata-rata}}{\Sigma \text{Beban kolom}} \right) \\ &= \left( \frac{4785,728}{4774,421} \right) \\ &= 1,002 \end{aligned}$$

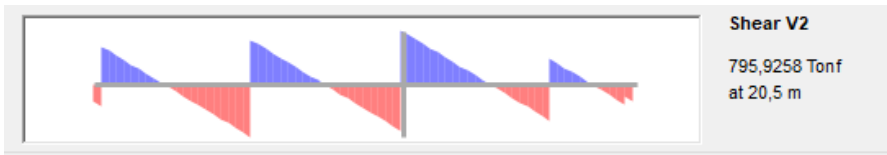
Semua beban kolom pada strip EFF'E' dikalikan dengan 1,002 akibat interaksi tanah dengan beban struktur. Setelah itu mencari momen ultimate yang terjadi akibat interaksi tanah dan beban struktur dengan program bantu SAP200. Berikut contoh permodelan pada SAP2000 untuk strip EFF'E'.



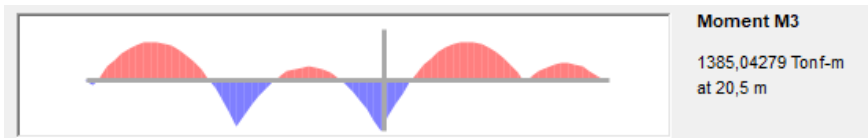
Gambar 5.8 Reaksi tanah pada Strip EFF'E'



Gambar 5.9 Beban kolom termodifikasi



Gambar 5.10 Gaya Geser Ultimate strip EFF'E'



Gambar 5.11 Momen ultimate strip EFF'E'

Setelah didapatkan hasil momen ultimate dari program SAP2000, dicari momen positif dan momen negatif terbesar untuk setiap meternya dengan cara hasil momen hasil SAP2000 dibagi dengan lebar strip. Dari hasil analisa semua strip arah Y, momen positif terbesar adalah 193,498 t-m/m dan momen negatif terbesar adalah -135,175 t-m/m. Untuk arah X, momen positif terbesar adalah 2739,01 t-m/m dan momen negatif terbesar adalah -1378,06 t-m/m. Selanjutnya adalah mendesain penulangan untuk pondasi tika

## 5.4 Penulangan Pondasi Tikar

Setelah mendapatkan nilai momen ultimate langkah selanjutnya yang dilakukan adalah perhitungan tulangan pada pondasi. Berikut contoh perhitungan tulangan pada pondasi :

- Arah Y
 

B	= 1000 mm
Tebal decking (d')	= 50 mm
Tulangan lentur ( $\Phi$ )	= 32 mm
Mutu Tulangan ( $f_y$ )	= 420 Mpa
Mutu beton ( $f'_c$ )	= 50 Mpa
Tebal efektif (d)	= $2000 - (50 + 40 + 0,5 \times 32)$
	= 1894 mm
Mu	= 1934978512 N-mm

Mencari rasio tulangan yang diperlukan

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{f'_c - 28}{7} \right) \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{50 - 28}{7} \right) \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,693 \geq 0,65$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,0412$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,031 \text{ use } 0,025$$

$$\rho_{\min} = 1,4/f_y = 0,0033$$

- Menentukan rasio kekuatan material

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = 9,882$$

- Menentukan rasio penulangan

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_n}{f_y b d^2}} \right)$$

$$\rho = 0,0013$$

Karena  $\rho < \rho_{min}$ , maka digunakan  $\rho_{min}$

- Menentukan luas tulangan yang dibutuhkan  
 $A_s = \rho b d = 0,0033 \times 1000 \times 1894 = 6250,2 \text{ mm}^2$

Direncanakan pemakaian diameter tulangan vertikal D32 dengan  $A_s = 804,248 \text{ mm}^2$  dengan kebutuhan tulangan  $6250,2 / 804,248 = 8$  tulangan yang dipasang sejarak 125 mm.

Cara yang sama digunakan untuk mencari jumlah penulangan momen negatif. Berdasarkan perhitungan, luas tulangan yang dibutuhkan adalah  $6250,2 \text{ mm}^2$  maka, jumlah tulangan yang dibutuhkan juga sama dengan jumlah tulangan pemikul momen positif yaitu 8 tulangan yang dipasang sejarak 125 mm.

- Arah X
 

B	= 1000 mm
Tebal decking (d')	= 50 mm
Tulangan lentur ( $\Phi$ )	= 32 mm
Mutu Tulangan ( $f_y$ )	= 520 Mpa
Mutu beton ( $f'_c$ )	= 50 Mpa
Tebal efektif (d)	= $2000 - (50 + 0,5 \times 40)$
	= 1930 mm
Mu	= 27390128340 N-mm

Mencari rasio tulangan yang diperlukan

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{f'_c - 28}{7} \right) \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{f'_c - 28}{7} \right) \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,693 \geq 0,65$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ \rho_b &= 0,0303 \\ \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\ \rho_{\max} &= 0,023 \\ \rho_{\min} &= 1,4/f_y = 0,0027\end{aligned}$$

- Menentukan rasio kekuatan material

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'c} = 12,24$$

- Menentukan rasio penulangan

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mMn}{f_y b d^2}} \right) \\ \rho &= 0,0156\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} ; 0,0033 \leq 0,01156 \leq 0,025$$

- Menentukan luas tulangan yang dibutuhkan

$$A_s = \rho b d = 0,0156 \times 1000 \times (1400 - 50 - 20) = 30101,64 \text{ mm}^2$$

Direncanakan pemakaian diameter tulangan vertikal D36 dengan  $A_s = 1017,88 \text{ mm}^2$  dengan kebutuhan tulangan  $30101,64 / 1017,88 = 30$  tulangan. Karena lebar jumlah tulangan  $> 1000 \text{ mm}$ , maka dibuat dua lapis tulangan dengan diameter tulangan arah Y sebagai spasi bersih jarak lapis satu dengan lainnya. Direncanakan penulangan 32D36 dengan tiap lapisnya digunakan 16D36.

$$\begin{aligned}A_{st} &= 32 \times 3,14 \times 36^2 / 4 \\ &= 32572,03 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T &= A_{st} \times f_y \\ &= 16937456,97 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_c &= \frac{T}{0,85 f'c} \\
 &= 398528,4 \text{ mm}^2 \\
 \rho &= \frac{A_{st}}{bd}
 \end{aligned}$$

Dimana

$$\begin{aligned}
 d &= 2000 - 50 - 36 - \frac{1}{2} \times 25 \\
 &= 1898 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka,

$$\rho = 0,0171$$

Kontrol

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} ; 0,0027 \leq 0,0171 \leq 0,023 \text{ (ok)}$$

Mengecek kekuatan desain

$$\begin{aligned}
 a &= A_c / b \\
 &= 398,53 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 z &= d - \frac{a}{2} \\
 &= 1708,74 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi M_n &= \Phi Tz \\
 &= 27426769662 \text{ N-mm}
 \end{aligned}$$

$$\Phi M_n = 2749,46 \text{ Ton-m} > 2739,01 \text{ N-mm}$$

Dari perhitungan diatas maka digunakan 2 lapis tulangan dengan tiap lapisnya 16D36 dengan jarak antar tulangan 62,5 mm dan spasi bersih 26,5. Berdasarkan SNI 2847 2013, spasi bersih tulangan adalah 25 mm sehingga spasi bersih antar tulangan dapat digunakan. Cara yang sama digunakan untuk mencari jumlah penulangan momen negatif. Untuk penulangan pada sisi atas, digunakan 15D36.

## 5.5 Penurunan Pondasi Tikar

Untuk penurunan pondasi tikar, penurunan yang terjadi hanya penurunan langsung atau immediate settlement karena pondasi tikar terdapat pada lapisan tanah yang memiliki konsistensi stiff sehingga dianggap tidak lagi mengalami penurunan akibat konsolidasi. Penurunan langsung sendiri akibat dari pembebanan baik itu beban bangunan yang berada diatas pondasi maupun berat sendiri pondasi tanpa disertai dengan keluarnya air pori didalam tanah sebagai perletakan pondasi. Untuk nilai  $C_f$ , pondasi dianggap kaku dan digunakan korelasi pada tabel 2.9 dengan  $B = 36$  meter dan  $L = 62$  meter sehingga  $L/B = 1,72$ . Berikut perhitungan penurunan langsung pondasi tikar menggunakan persamaan 2-39.

$$\begin{aligned} S_i &= C_f \cdot (1 - v^2) / E_s \cdot q \cdot B \\ &= 1,12 \cdot (1 - 0,2^2) / 5800 \cdot 12,5 \cdot 36 \\ &= 0,083 \text{ m} \\ &= 8,3 \text{ cm} \end{aligned}$$

Penurunan yang terjadi pada pondasi tikar sebesar 8,3 cm dan tidak melebihi batas ijin penurunan total pondasi pada SNI 8460 2017 9.4.2.3 yaitu sebesar  $15 + (B/600)$  dalam satuan cm. Dalam kasus ini, batas ijin penurunan pondasi adalah 21 cm.

## 5.6 Perencanaan Pondasi Sarang Laba-laba

Perencanaan alternatif kedua yang direncanakan adalah pondasi berdasarkan konsep konstruksi sarang laba-laba dimana pondasi ini merupakan kombinasi konstruksi bangunan bawah konvensional yang merupakan perpaduan pelat beton pipih menerus yang dibawahnya dipasang rib-rib tegak yang pipih tinggi dan sistem perbaikan tanah diantara rib-rib. Sesuai dengan definisinya, maka pondasi berdasarkan konstruksi sarang laba-laba ini terdiri dari 2 bagian konstruksi, antara lain:



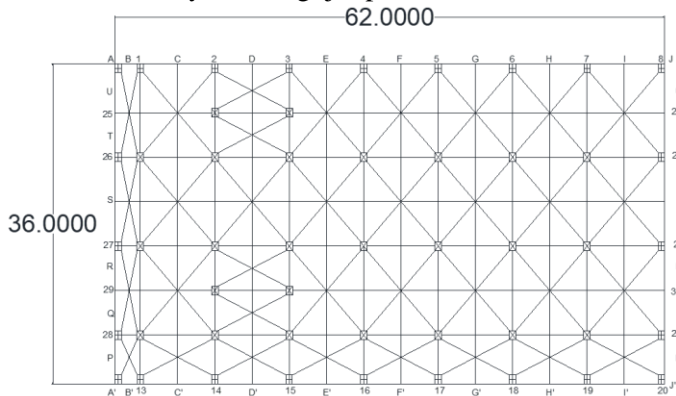
1. Konstruksi beton
2. Konstruksi yang berfungsi sebagai perbaikan tanah

Pada dasarnya perencanaan pondasi menggunakan konsep konstruksi sarang laba-laba adalah untuk menjadikannya struktur tersebut rigid/kaku, sehingga penurunan yang terjadi akan merata karena masing-masing kolom dijepit dengan rib-rib beton yang saling mengunci. Persamaan daya dukung pondasi sarang laba-laba digunakan persamaan seperti 2-36.

$$\begin{aligned} \text{qult (KSLL)} &= 1,5 \text{ qult (pondasi Tikar)} \\ \text{qult (KSLL)} &= 1,5 (59,67) \\ &= 89,505 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan  $SF = 3$ , sehingga daya dukung ijin pondasi sarang laba-laba adalah  $29,84 \text{ ton/m}^2$ .

Untuk perhitungan yang terjadi akibat beban struktur atas, dilakukan cara yang sama seperti perhitungan tegangan pada pondasi tikar. Dari perhitungan didapat tegangan maksimum yang terjadi  $q = 16,622 \text{ t/m}^2$ . Jika dibandingkan dengan daya dukung ijin pondasi sarang laba-laba yang direncanakan yaitu  $29,84 \text{ t/m}^2$ , maka tegangan yang terjadi tidak melebihi daya dukung ijin pondasi tikar.



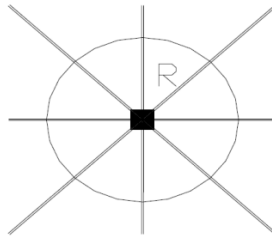
Gambar 5.12 Denah pondasi sarang laba-laba

## 5.7 Perencanaan Rib Pondasi Sarang Laba-laba

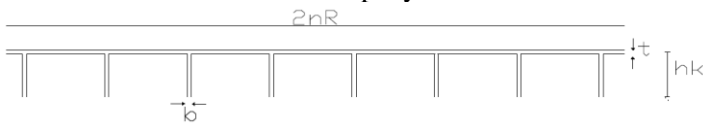
Perhitungan analisa pondasi sarang laba-laba yang digunakan berdasarkan buku tugas akhir “ANALISIS PENGGUNAAN STRUKTUR PONDASI SARANG LABA-LABA PADA GEDUNG BNI ‘46 WILAYAH 05 SEMARANG” ( Ratna Sari Cipto Haryono dan Tirta Rahman Maulana, 2007 ) dimana perhitungannya telah melihat langsung dari literatur perencanaan pondasi sarang laba-laba yaitu Ir. Ryantori, penemu pondasi sarang laba-laba.

### 5.7.1 Perhitungan Tinggi Rib Pondasi KSL

Pada perencanaan Rib Pondasi Sarang laba-laba, baik rib konstruksi maupun rib settlement, direncanakan dengan dimensi yang sama. Sesuai dengan subbab 2.7.2, perhitungan tinggi rib sebagai berikut :



Gambar 5.13 Radius penyebaran beban



Gambar 5.14 Ilustrasi rib pondasi sarang laba-laba

Kolom =  $75 \times 100 \text{ (cm}^2\text{)}$

Asumsi, tebal pelat = 15 cm

tebal rib = 20 cm

hk ( tinggi rib ) = 200 cm

$$A = \frac{P}{qa}$$

Dimana,

A = luas lingkaran akibat pengaruh beban kolom

qa = daya dukung tanah = 29,84 t/m<sup>2</sup>

P = beban terpusat pada kolom diambil nilai yang terbesar 1152,98 t

$$A = \frac{P}{qa} \longrightarrow \pi \cdot R^2 = \frac{P}{qa}$$

$$R = \sqrt{\frac{1152,98}{\pi \cdot 29,94}} = 3,507 \text{ m} = 350,7 \text{ cm}$$

Cek :

R > 0,5 . lebar kolom

350,7 cm > 0,5 . 75 cm

350,7 cm > 37,5 cm

Maka, diambil nilai R = 350,7 cm

Statis momen terhadap sisi atas

$$Y = \frac{\pi \cdot R t^2 + 4b(hk^2 - t^2)}{2\pi \cdot R t + 8b(hk - t)}$$

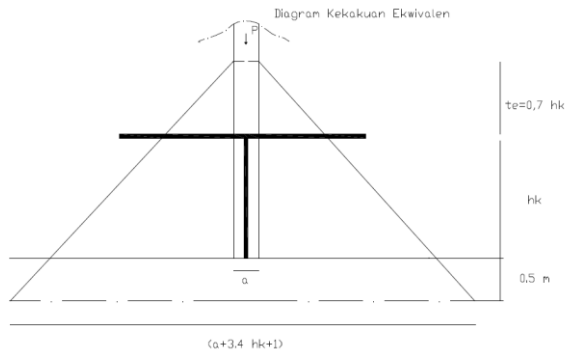
$$= \frac{\pi \cdot 350,715^2 + 4 \cdot 20(200 - 15^2)}{2\pi \cdot 350,715 + 8 \cdot 20(200 - 15)}$$

$$= 54,742 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} I_x &= \frac{1}{12}(2\pi R)(t^3) + 2\pi R t(y - \frac{t}{2})^2 + 8\frac{1}{12}b(hk - t)^3 + 8b(hk - t)(\frac{hk - t}{2} + t - y)^2 \\ &= 241203767,7 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$te = \sqrt[3]{\frac{12 \cdot I_x}{2\pi R}}$$

$$\begin{aligned}
 &= 109,51 \text{ cm} \approx 110 \text{ cm} \\
 te(\text{max}) &= 0,7 \cdot hk = 0,7 \cdot 200 \\
 &= 140 \text{ cm} \\
 \text{Diambil } te &= 110 \text{ cm}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.15 Luasan Daerah Penyebaran Beban Sebelum Memikul Momen

$$\begin{aligned}
 a, b &= \text{Lebar kolom (m)} \\
 F &= \text{Luas daerah penyebaran beban} \\
 q_0 &= \text{tegangan tanah maksimum} \\
 F &= (a + 3,4 \cdot hk + 1,3) \cdot (b + 3,4 \cdot hk + 1,3) \\
 \text{Keseimbangan beban :} \\
 P &= F \cdot q_0 \\
 P &= q_0 (a + 3,4 \cdot hk + 1,3) \cdot (b + 3,4 \cdot hk + 1,3)
 \end{aligned}$$

Dimana,

$$\begin{aligned}
 a &= 0,75 \text{ m} \\
 b &= 1 \text{ m} \\
 hk &= 2 \text{ m} \\
 q_0 &= 16,622 \text{ t/m} \\
 P_{\text{max}} &= 16,622 \cdot (0,75 + 3,4 \cdot 2 + 1,3) \cdot (1 + 3,4 \cdot 2 + 1,3) \\
 &= 1338,69 \text{ t}
 \end{aligned}$$

Untuk  $q_0 = q_a$ , maka :

$$P_{max} = F \cdot q_a$$

$$P_{max} = q_a (a + 3,4 h_{ki} + 1,3) \cdot (b + 3,4 h_{ki} + 1,3)$$

$$1338,69 = 29,84 (0,75 + 3,4x + 1,3) (1 + 3,4x + 1,3)$$

$$0 = -40,155 + 14,79x + 11,56x^2$$

Dimana  $x = h_{ki}$

Dari persamaan diatas didapatkan  $h_{ki} = 1,33 \text{ m}$

Untuk memperoleh desain yang ekonomis (dengan memanfaatkan pembesian minimum), maka ditentukan :

$$h_k = 0,8 \cdot h_{ki} = 0,8 \cdot 1,33 = 1,064 \text{ m}$$

maka,

$$q_0 = \frac{P_{max}}{(a+3,4.h_k+1,3)(b+3,4.h_k+1,3)}$$

$$q_0 = \frac{1338,69}{(0,75+3,4.1,064+1,3)(1+3,4.1,064+1,3)}$$

$$q_0 = 39,195 \text{ t/m}^2$$

$$P_1 = q_a (a + 3,4.h_k + 1,3) \cdot (b + 3,4.h_k + 1,3) \\ = 1000,63 \text{ t}$$

$$P_s = P - P_1 = 1338,69 - 1000,63 \\ = 338,07 \text{ t}$$

$$\text{Dimana, } P_s = P_{\text{sisia}}$$

$P_1$  = sebagian dari beban yang terdistribusi habis

## 5.7.2 Dimensi dan Penulangan Rib Konstruksi

Luas penyebaran  $F = P/q_a$

$$\text{Dimana, } F = (a + 3,4 h_k + 2c + 1,3) \cdot (b + 3,4 h_k + 2c + 1,3)$$

$$1338,69 = 29,84 (5,668 + 2c) (5,918 + 2c)$$

$$44,87 = 33,54 + 11,836c + 11,336c + 4c^2$$

$$0 = -11.33 + 23,672c + 4c^2$$

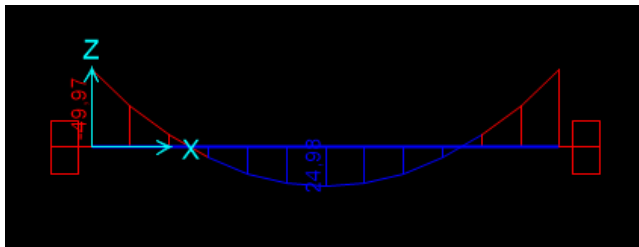
Didapatkan  $c = 0,445 \text{ m}$

Luas penyebaran beban :

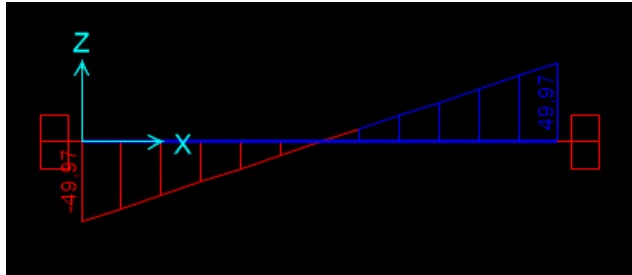
$$\begin{aligned} F &= (0,75 + 3,4.1,064 + 2.0,445 + 1,3)(1 + 3,4.1,064 + \\ &2.0,445 + 1,3) \\ &= 44,647 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cek : } q &= \frac{P \text{ yang bekerja}}{F} \leq q_{ijin} \\ &= \frac{1152,98}{44,647} \leq 29,84 \text{ t/m}^2 \\ &= 25,824 \text{ t/m}^2 \leq 29,84 \text{ t/m}^2 \text{ ( aman )} \end{aligned}$$

Dengan memodelkan RIB sebagai balok yang ditumpu oleh dua tumpuan jepit, diberi beban  $q$  (tegangan maksimum yang terjadi) dan  $L = 6$  meter. Maka dapat diketahui gaya-gaya dalam terbesar yang bekerja.



Gambar 5.16 Bidang momen pada Rib Konstruksi



Gambar 5.17 Bidang geser pada Rib konstruksi

➤ Cek Tulangan Rib Konstruksi

Diketahui :

$$\begin{aligned}
 F'_c &= 30 \text{ Mpa} \\
 F_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 B &= 200 \text{ mm} \\
 H &= 2000 \text{ mm} \\
 \text{Cover} &= 40 \text{ mm} \\
 \text{Ø tulangan utama} &= 22 \text{ mm} \\
 \text{Ø tulangan sengkang} &= 10 \text{ mm} \\
 \text{As tulangan atas} &= 1520,53 \text{ mm}^2 (4\text{Ø}22) \\
 \text{As tulangan bawah} &= 1520,53 \text{ mm}^2 (4\text{Ø}22) \\
 d &= h - \frac{1}{2} \cdot \text{Ø}_{\text{utama}} - \text{Ø}_{\text{sengkang}} - \text{cover} \\
 &= 2000 - \frac{1}{2} \cdot 22 - 10 - 40 \\
 &= 1915,5 \text{ mm} \\
 d' &= 1915,5 \\
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \left( \frac{f'_c - 28}{7} \right) \geq 0,65 \\
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \left( \frac{30 - 28}{7} \right) \geq 0,65 \\
 \beta_1 &= 0,836 \geq 0,65 \\
 \rho_b &= \frac{0,85 f'_c}{f_y} \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= 0,032 \\
 \rho_{\text{max}} &= 0,75 \rho_b
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 0,024 \\ &= 1,4/f_y \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_s}{b \cdot d} \\ &= 0,00397 \\ \rho' &= 0,00397 \end{aligned}$$

Syarat :

-  $\rho > \rho_{\min}$ , berarti penampang mencukupi

➤ Cek tulangan bawah

$$T = A_{st} \times f_y = 608212,34 \text{ N}$$

$$A_c = \frac{T}{0,85 f'_c} = 23851,46 \text{ mm}^2$$

Mengecek kekuatan desain

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times a \times b} = 119,26 \text{ mm}$$

$$z = d - \frac{a}{2} = 1855,87 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = \Phi T \times z$$

$$= 1015887461 \text{ N-mm} = 101,59 \text{ Ton-m}$$

$$\Phi M_n = 101,59 \text{ ton-m} > \text{momen yang terjadi} = 24,98 \text{ ton-m (ok)}$$

➤ Cek tulangan atas

$$T = A_{st} \times f_y = 608212,34 \text{ N}$$

$$A_c = \frac{T}{0,85 f'_c} = 23851,46 \text{ mm}^2$$

Mengecek kekuatan desain

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'_c \times a \times b} = 119,26 \text{ mm}$$

$$z = d - \frac{a}{2} = 1855,87 \text{ mm}$$



$$\begin{aligned}\Phi M_n &= \Phi T \times z \\ &= 1015887461 \text{ N-mm} = 101,59 \text{ Ton-m} \\ \Phi M_n &= 101,59 \text{ ton-m} > \text{momen yang terjadi} = 49,97 \text{ ton-m (ok)}\end{aligned}$$

➤ Cek tulangan geser Rib konstruksi

$$\begin{aligned}V_u &= 49,97 \text{ ton} = 499700 \text{ N} \\ d &= 1915,5 \text{ mm} \\ b &= 200 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_c &= 0,17 \sqrt{f'_c} b d \\ &= 349720,853 \text{ N} \\ V_{smin} &= \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} b d \\ &= 131145,32 \text{ N} \\ V_{s'} &= \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b d = 699441,71 \text{ N} \\ V_{smax} &= \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b d = 1062034,04 \text{ N} \\ V_n - V_c &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= 316545,82 \text{ N}\end{aligned}$$

Kontrol batas spasi sengkang maksimum

$$\begin{aligned}V_n - V_c &< \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b d \\ 316545,82 \text{ N} &< 699441,71 \text{ N} \\ \text{maka digunakan } S_{maks} &= d/2 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}\end{aligned}$$

Mengecek kondisi geser

- Kondisi 1
 
$$V_u \leq \frac{1}{2} \Phi V_c$$

$$499700 \text{ N} \leq 131145,32 \text{ N (Not Ok)}$$
- Kondisi 2
 
$$\frac{1}{2} \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c$$

$$131145,32 \text{ N} \leq 499700 \text{ N} \leq 262290,64 \text{ N (Not Ok)}$$

- Kondisi 3  
 $\Phi V_c \leq V_u \leq \Phi (V_c + V_{smin})$   
 $262290,64 \text{ N} \leq 499700 \text{ N} \leq 360649,63 \text{ N} \text{ ( Not Ok )}$
- Kondisi 4  
 $\Phi (V_c + V_{smin}) \leq V_u \leq \Phi (V_c + V_{smax})$   
 $360649,63 \text{ N} \leq 499700 \text{ N} \leq 786871,92 \text{ N} \text{ ( Ok )}$

Karena masuk dalam kondisi 4, maka tulangan sengkang dibutuhkan.

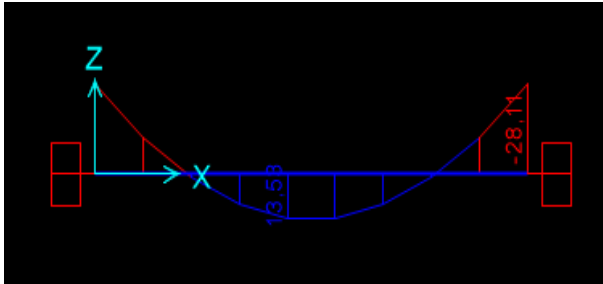
$$\begin{aligned} A_v &= \text{jumlah luas penampang dua kali sengkang} \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2 \\ F_{yt} &= 300 \text{ Mpa} \\ S &= \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{V_n - V_c} = 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kontrol spasi sengkang  
 $S \leq S_{max}$   
 $250 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \text{ ( Ok )}$

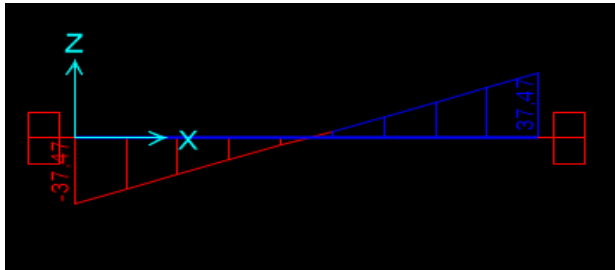
Dari perhitungan diatas, direncanakan penulangan rib konstruksi dengan jumlah 4 tulangan bawah dan 4 tulangan atas dengan masing-masing menggunakan diameter 22 mm. Untuk penulangan geser, digunakan tulangan berdiameter 10 mm yang dipasang sejarak 250 mm.

### 5.7.3 Dimensi dan Penulangan Rib Settlement

Untuk perencanaan dimensi rib settlement, direncanakan dimensi yang sama dengan rib konstruksi. Penyebaran beban dan tegangan juga sama seperti perhitungan pada rib konstruksi. Pada perhitungan momen, rib dimodelkan sebagai balok yang ditumpu oleh dua tumpuan jepit, diberi beban  $q$  (tegangan maksimum yang terjadi) dengan panjang 4,5 meter. Maka dapat diketahui gaya-gaya dalam terbesar yang bekerja.



Gambar 5.18 Bidang momen pada Rib Settlement



Gambar 5.19 Bidang geser pada Rib Settlement

➤ Cek Tulangan Rib Konstruksi

Diketahui :

$F'_c$	= 30 Mpa
$F_y$	= 400 Mpa
B	= 200 mm
H	= 2000 mm
Cover	= 40 mm
Ø tulangan utama	= 22 mm
Ø tulangan sengkang	= 10 mm
As tulangan atas	= 1520,53 mm <sup>2</sup> (4Ø22)
As tulangan bawah	= 1520,53 mm <sup>2</sup> (4Ø22)
d	= $h - \frac{1}{2} \cdot \text{Ø}_{\text{utama}} - \text{Ø}_{\text{sengkang}} - \text{cover}$
	= 2000 - $\frac{1}{2} \cdot 22 - 10 - 40$

$$\begin{aligned}
 &= 1915,5 \text{ mm} \\
 d' &= 1915,5 \text{ mm} \\
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \left( \frac{f'c - 28}{7} \right) \geq 0,65 \\
 \beta_1 &= 0,85 - 0,05 \left( \frac{30 - 28}{7} \right) \geq 0,65 \\
 \beta_1 &= 0,836 \geq 0,65 \\
 \rho_b &= \frac{0,85 f'c}{f_y} \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= 0,032 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \rho_b \\
 &= 0,024 \\
 \rho_{\min} &= 1,4/f_y \\
 &= 0,0035 \\
 \rho &= \frac{A_s}{b \cdot d} \\
 &= 0,00397 \\
 \rho' &= 0,00397
 \end{aligned}$$

Syarat :

-  $\rho > \rho_{\min}$ , berarti penampang mencukupi

➤ Cek tulangan bawah

$$T = A_s \times f_y = 608212,34 \text{ N}$$

$$A_c = \frac{T}{0,85 f'c} = 23851,46 \text{ mm}^2$$

Mengecek kekuatan desain

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0,85 \times f'c \times a \times b} = 119,26 \text{ mm}$$

$$z = d - \frac{a}{2} = 1855,87 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = \Phi T \times z$$

$$= 1015887461 \text{ N-mm} = 101,59 \text{ Ton-m}$$

$$\Phi M_n = 101,59 \text{ ton-m} > \text{momen yang terjadi} = 13,53 \text{ ton-m (ok)}$$

➤ Cek tulangan atas

$$T = A_{st} \times f_y = 608212,34 \text{ N}$$

$$A_c = \frac{T}{0,85 f'_c} = 23851,46 \text{ mm}^2$$

Mengecek kekuatan desain

$$a = \frac{A_{st} \times f_y}{0,85 \times f'_c \times a \times b} = 119,26 \text{ mm}$$

$$z = d - \frac{a}{2} = 1855,87 \text{ mm}$$

$$\Phi M_n = \Phi T \times z$$

$$= 1015887461 \text{ N-mm} = 101,59 \text{ Ton-m}$$

$$\Phi M_n = 101,59 \text{ ton-m} > \text{momen yang terjadi} = 28,11 \text{ ton-m (ok)}$$

➤ Cek tulangan geser Rib konstruksi

$$V_u = 37,47 \text{ ton} = 374700 \text{ N}$$

$$d = 1915,5 \text{ mm}$$

$$b = 200 \text{ mm}$$

$$V_c = 0,17 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= 349720,853 \text{ N}$$

$$V_{smin} = \frac{1}{16} \sqrt{f'_c} b d$$

$$= 131145,32 \text{ N}$$

$$V_{s'} = \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b d = 699441,71 \text{ N}$$

$$V_{smax} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_c} b d = 1062034,04 \text{ N}$$

$$V_n - V_c = \frac{V_u}{\Phi} - V_c$$

$$= 148783,7 \text{ N}$$

Kontrol batas spasi sengkang maksimum

$$V_n - V_c < \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} b d$$

$$148783,7 \text{ N} < 699441,71 \text{ N}$$

$$\text{maka digunakan } S_{maks} = d/2 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm}$$

Mengecek kondisi geser

- Kondisi 1
$$V_u \leq \frac{1}{2} \Phi V_c$$
$$374700 \text{ N} \leq 131145,32 \text{ N (Not Ok)}$$
- Kondisi 2
$$\frac{1}{2} \Phi V_c \leq V_u \leq \Phi V_c$$
$$131145,32 \text{ N} \leq 374700 \text{ N} \leq 262290,64 \text{ N (Not Ok)}$$
- Kondisi 3
$$\Phi V_c \leq V_u \leq \Phi (V_c + V_{smin})$$
$$262290,64 \text{ N} \leq 374700 \text{ N} \leq 360649,63 \text{ N (Not Ok)}$$
- Kondisi 4
$$\Phi (V_c + V_{smin}) \leq V_u \leq \Phi (V_c + V_{smax})$$
$$360649,63 \text{ N} \leq 374700 \text{ N} \leq 786871,92 \text{ N (Ok)}$$

Karena masuk dalam kondisi 4, maka tulangan sengkang dibutuhkan.

$$\begin{aligned} A_v &= \text{jumlah luas penampang dua kali sengkang} \\ &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 = 157 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{yt} &= 300 \text{ Mpa} \\ S &= \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{V_n - v_c} = 608,6 \text{ mm} \end{aligned}$$

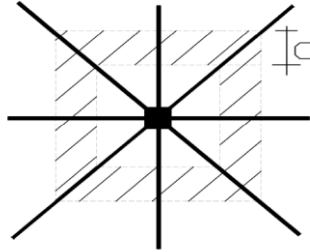
Digunakan  $s = 600 \text{ mm}$

Kontrol spasi sengkang

$$\begin{aligned} S &\leq S_{max} \\ 600 \text{ mm} &\leq 600 \text{ mm (Ok)} \end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, direncanakan penulangan rib konstruksi dengan jumlah 4 tulangan bawah dan 4 tulangan atas dengan masing-masing menggunakan diameter 22 mm. Untuk penulangan geser, digunakan tulangan berdiameter 10 mm yang dipasang sejarak 600 mm.

#### 5.7.4 Penulangan Pelat



Gambar 5.20 Peninjauan penulangan pelat

Diketahui :

W	= $q_a \times c = 13,28 \text{ t/m}$
F'c	= 30 Mpa
Fy	= 350 Mpa
Tebal	= 150 mm
Diameter tulangan	= 10 mm
$\rho_{min}$	= 0,002
d	= $150 - 40 - (0,5 \times 10)$
	= 102 mm
Ly	= 1,064 m
Lx	= 0,445 m
Ly/Lx	= 2,39

Karena  $L_y/L_x$  lebih dari 2, maka pelat dianggap pelat satu arah

$$\begin{aligned} M_u &= \frac{1}{8} \times W \times L^2 \\ &= 0,33 \text{ t-m} = 3286373,34 \text{ N-mm} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c} = 0,073$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_n}{f_y b d^2}} \right) \\ &= 0,00091 \end{aligned}$$

Karena  $\rho < \rho_{min}$ , maka digunakan  $\rho_{min}$

$$\begin{aligned}
A_s &= \rho_{\min} \times b \times d \\
&= 0,002 \times 1000 \times 102 \\
&= 204 \text{ mm}^2 \\
A_{s\Phi 10} &= 78,54 \text{ mm}^2 \\
n &= \frac{A_s}{A_{s\Phi 16}} = 2,59 \approx 4 \text{ buah tulangan}
\end{aligned}$$

Dari perhitungan diatas, direncanakan penulangan menggunakan 4 buah tulangan diameter 10 mm yang dipasangan sejarak 250 mm untuk per 1 meternya.

### 5.8 Penurunan Pondasi Sarang Laba-laba

Pada perhitungan penurunan yang terjadi pada sarang laba-laba, digunakan cara perhitungannya yang sama dengan penurunan yang terjadi pada pondasi tika. Penurunan yang terjadi hanya penurunan seketika atau immediate settlement karena pondasi terletak pada lapisan tanah lempung yang memiliki konsistensi kaku. Persamaan yang digunakan sama seperti pada persamaan 2-39.

$$\begin{aligned}
S_i &= C_f \times \frac{1-v^2}{E_s} \times q \times B \\
&= 1,12 \cdot (1 - 0,35^2) / 5800 \cdot 12,5 \cdot 36 \\
&= 0,0763 \text{ m} \\
&= 7,63 \text{ cm}
\end{aligned}$$

Penurunan yang terjadi pada pondasi tika sebesar 7,63 cm dan tidak melebihi batas ijin penurunan pondasi pada SNI 8460 2017 9.2.4.3 yaitu sebesar  $15 + (B/600)$  dalam satuan cm. Dalam kasus ini, batas ijin penurunan pondasi adalah 21 cm.



## BAB VI

### PERENCANAAN DINDING PENAHAN TANAH

#### 6.1 Perhitungan Tekanan Tanah Lateral

Dari tabel 4.2 rekapitulasi data tanah, dapat direncanakan besarnya tekanan tanah lateral setiap lapisan seperti pada sub bab 2.2. Tekanan aktif disebabkan oleh tanah yang menggulingkan DPT, sedangkan tekanan pasif disebabkan oleh tanah yang menahan. Berikut ini akan disajikan contoh perhitungannya.

Misal akan dicari tekanan aktif pada kedalaman 1,5 meter dan tekanan pasif pada kedalaman 11 meter. Digunakan perumusan  $K_a$  dan  $K_p$  seperti perumusan 2-2 dan 2-5.

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

Karena nilai  $\phi$  dari tanah di kedalaman 1,5 meter adalah 2 dan nilai  $\phi$  pada kedalaman 11 adalah 5 maka

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{2}{2} \right) = 0,933$$

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{5}{2} \right) = 1,191$$

$$O'_v \text{ aktif} = Y'1 \times 1,5 \text{ m} = 0,269 \text{ t/m}^2$$

$$O'_v \text{ pasif} = Y'4 \times 1 \text{ m} = 0,8 \text{ t/m}^2$$

Nilai  $Y$  yang dipakai adalah  $Y'$  karena walaupun menurut data borlog muka air tanah tidak terdeteksi, air hujan tetap bisa masuk dan menjadi beban tekanan lateral pada dinding basement. Setelah itu, akan dicari nilai  $O_{ha}$  dan  $O_{hp}$  dengan menggunakan persamaan rumus 2-3 dan 2-6.

$$O_{ha} = O'_v a \times K_a - 2C\sqrt{K_a} = 0,269 \text{ t/m}^2$$

$$O_{hp} = O'_v p \times K_p + 2C\sqrt{K_p} = 11,866 \text{ t/m}^2$$

$O_{ha}$  dan  $O_{hp}$  yang terjadi pada kedalaman tanah yang tepat berada di antara 2 jenis tanah yang berbeda akan memiliki 2

nilai. Nilai yang pertama berdasarkan data tanah di atasnya dan yang kedua berdasarkan data tanah di bawahnya.

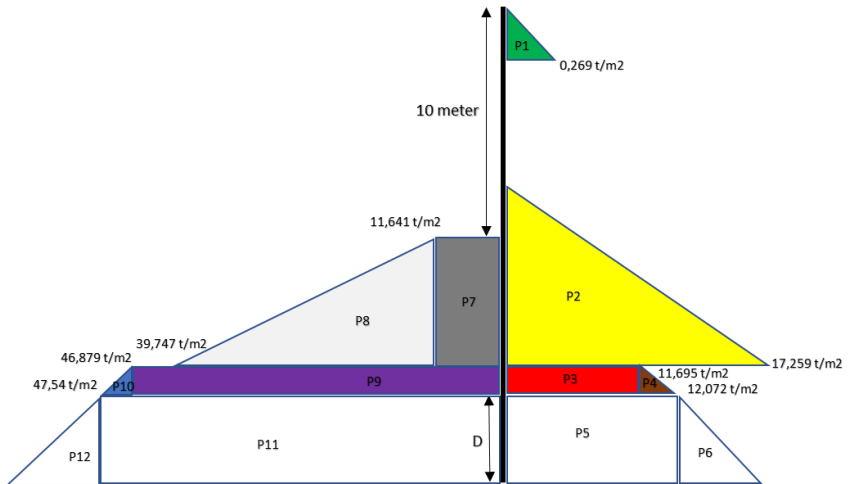
Contoh hasil perhitungan tekanan lateral tanah dapat dilihat pada Tabel 6.1

Tabel 6.1 Contoh hasil perhitungan tekanan lateral

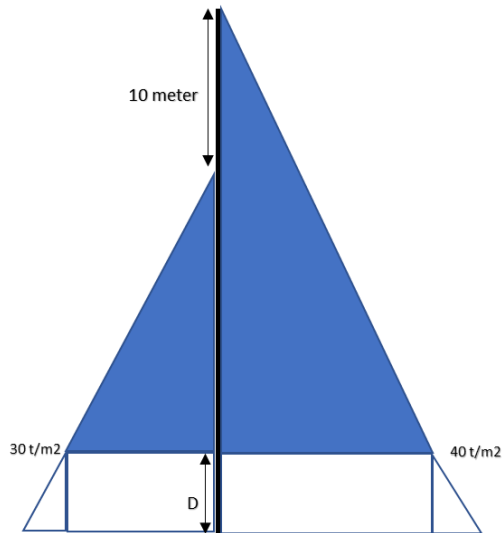
H ( m )	Lapis	Posisi	Ketebalan ( m )	$\gamma' \text{ ( t/m}^3 \text{ )}$	$\sigma'_v \text{ ( t/m}^2 \text{ )}$	$\phi$	$C' \text{ ( t/m}^2 \text{ )}$	$K_a$	$\sigma'_{ha} \text{ ( t/m}^2 \text{ )}$	$\sigma'_{ha} \text{ pakai ( t/m}^2 \text{ )}$
0	Lapis 1	bawah	0	0,63	1,000	2	0,80	0,933	-0,613	0,000
1,5		atas	1,5	0,63	1,945	2	0,80	0,933	0,269	0,269
1,5	Lapis 2	bawah	0	0,71	1,945	2	1,40	0,933	-0,890	0,000
2,5		atas	1	0,71	2,655	2	1,40	0,933	-0,228	0,000
2,5	Lapis 3	bawah	0	0,76	2,655	3	2,40	0,901	-2,164	0,000
4		atas	1,5	0,76	3,795	3	2,40	0,901	-1,138	0,000
4	Lapis 4	bawah	0	0,80	3,795	5	5,33	0,840	-6,588	0,000
39,5		atas	35,5	0,80	32,195	5	5,33	0,840	17,259	17,259

Karena terdapat hasil  $\sigma_h$  aktif terdapat nilai negatif (-), maka gaya yang terjadi pada titik tersebut dianggap 0. Tanah tidak mempunyai gaya tarik, hanya gaya tekan saja.

Setelah menghitung nilai  $O_{ha}$  dan  $O_{hp}$  untuk setiap lapisan tanah, langkah selanjutnya adalah membuat diagram tekanan lateral tanah dan diagram tekanan air seperti pada gambar 6.1 dan gambar 6.2



Gambar 6.1 Diagram tekanan tanah lateral



Gambar 6.2. Diagram Tekanan Air

## 6.2 Perhitungan Kedalaman Dinding Basement

Dalam menentukan kedalaman dinding penahan tanah, diperlukan perhitungan gaya (P) apa saja yang bekerja sebagai gaya aktif dan pasif. Besarnya gaya-gaya tersebut dapat dihitung dengan mencari luas daerah yang dibentuk pada diagram tegangan. Contoh perhitungannya dapat dilihat di bawah ini

$$P1 = 0,5 \times 0,269 \times 1,5 = 0,2015 \text{ ton}$$

$$P2 = 0,5 \times 17,529 \times 35,5 = 306,343 \text{ ton}$$

$$P3 = 11,395 \times 0,5 = 5,85 \text{ ton}$$

Untuk hasil perhitungan dari gaya-gaya yang terjadi dapat dilihat pada tabel 6.2. Setelah didapatkan seluruh nilai dari gaya-gaya yang terjadi barulah dapat dicari kedalaman dinding penahan tanah yang diperlukan dengan persamaan  $\Sigma M=0$ . Besar momen terhadap titik O dapat dihitung dengan mengalikan besar gaya dengan jaraknya ke titik O. Contoh perhitungannya sebagai berikut :

$$M1 = P1 \times (D + 39) = (7,86 + 0,2015 D) \text{ ton.m/m}$$

$$M2 = P2 \times (D + 12,83) = 3777,21 + 306,3427 D \text{ ton.m/m}$$

$$M3 = P3 \times (D + 0,25) = 1,462 + 5,85 D \text{ ton.m/m}$$

Hasil perhitungan momen dapat dilihat di tabel 6.3

Tabel 6.2 Hasil Perhitungan Gaya

Aktif ( ton )		Air Aktif ( ton )		Pasif ( ton )		Air Pasif ( ton )	
P1	0,2015	PW1	800	P7	343,398	PW4	450
P2	306,343	PW2	40 D	P8	414,571	PW5	30 D
P3	5,847	PW3	0,5 D2	P9	23,440	PW6	0,5 D2
P4	0,094			P10	0,143		
P5	12,072 D			P11	47,453 D		
P6	0,377 D2			P12	0,5735 D2		

**Tabel 6.3 Hasil Perhitungan Momen**

Aktif ( t-m/m )		Air Aktif ( t-m/m )		Pasif ( t-m/m )		Air Pasif ( t-m/m )	
M1	7,86 + 0,2015 D	MW1	10664 + 800 D	M7	5236,83 + 343,4 D	MW4	4500 + 450 D
M2	3777,21 + 306,34 D	MW2	20 D2	M8	4282,52 + 414,57 D	MW5	15 D2
M3	1,462 + 5,85 D	MW3	0,167 D3	M9	5,86 + 23,44 D	MW6	0,167 D3
M4	0,015 + 0,094 D			M10	0,024 + 0,143 D		
M5	6,036 D2			M11	23,73 D2		
M6	0,126 D3			M12	0,191 D3		

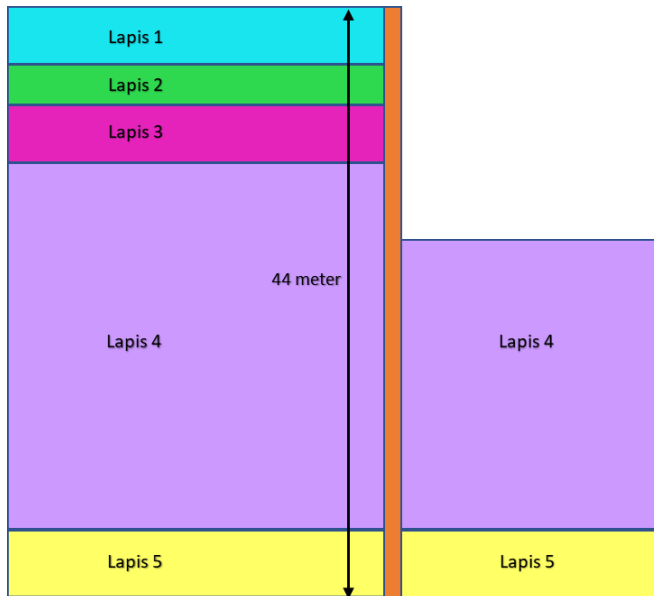
Dengan menggunakan kedua persamaan di atas maka didapat nilai D sebesar 2,753 meter. Nilai D sebesar 2,753 meter dikalikan dengan faktor keamanan senilai 1,5 sehingga menjadi 3,44 meter. Panjang dinding basement yang didapat sedalam 43,44 meter dan untuk mempermudah pekerjaan digunakan panjang dinding 44 meter. Setelah didapat panjang dinding basement yang diperlukan maka perlu dilakukan permodelan pada PLAXIS untuk mengecek apakah deformasi yang terjadi pada dinding basement tidak melebihi batas yang diijinkan.

## **6.3 Perencanaan Diaphragm Wall**

### **6.3.1 Permodelan Pada Plaxis**

Salah satu kelebihan dari program bantu PLAXIS adalah dimungkinkannya permodelan sesuai dengan urutan pekerjaan yang sebenarnya (stage construction), maka kita dapat merencanakan kedalaman dinding tanpa mengabaikan deformasi yang terjadi pada saat tanah tersebut baru digali sebagian. Akan tetapi, untuk mendapatkan hasil yang mendekati kondisi aslinya tentunya diperlukan input yang tepat untuk parameter-parameter yang diperlukan. Parameter yang diperlukan adalah material tanah, dinding basement, strut, dan kondisi muka air tanah. Parameter tanah yang dibutuhkan adalah nilai  $Y_{sat}$ (berat jenis tanah di bawah muka air),  $Y_{unsat}$ (berat jenis tanah di bawah muka air),  $C$ (nilai kohesi),  $\phi$ (sudut geser), dan  $E$ (modulus elastisitas). Nilai-nilai tersebut didapat dari hasil perhitungan analisa data tanah pada sub bab

4.3. Pada permodelan dinding basement pada Voza Premium Office akan dibuat dua permodelan karena terdapat ramp yang membuat elevasi lantai basement bagian depan dan belakang berbeda. Berikut adalah input parameter tanah pada lapis pertama.



Gambar 6.3 Geometri lapisan tanah

Tabel 6.4 Nilai input tiap lapis tanah

	$\gamma_{unsat}$ (KN/M3)	$\gamma_{sat}$ (KN/M3)	$E_{ref}$ (KN/M2)	$\nu$	$c$ (KN/M2)	$\phi$	$R_{inter}$
Lapis 1	12,95	16,3	11200	0,2	8	2	0,8
Lapis 2	13,8	17,1	15800	0,2	14	2	0,8
Lapis 3	14,8	17,6	29000	0,2	24	3	0,8
Lapis 4	15,34	18	58000	0,2	53,3	5	0,8
Lapis 5	17,11	19,3	70000	0,2	80	6	0,8

<b>Material Set</b> Identification: <input type="text" value="Lapis 1"/> Material model: <input type="text" value="Mohr-Coulomb"/> Material type: <input type="text" value="UnDrained"/>		<b>General properties</b> $\gamma_{\text{unsat}}$ : <input type="text" value="12,950"/> kN/m <sup>3</sup> $\gamma_{\text{sat}}$ : <input type="text" value="16,300"/> kN/m <sup>3</sup>	
<b>Stiffness</b> $E_{\text{ref}}$ : <input type="text" value="1,120E+04"/> kN/m <sup>2</sup> $\nu$ (nu) : <input type="text" value="0,200"/>		<b>Strength</b> $c_{\text{ref}}$ : <input type="text" value="8,000"/> kN/m <sup>2</sup> $\phi$ (phi) : <input type="text" value="2,000"/> ° $\psi$ (psi) : <input type="text" value="0,000"/> °	
<b>Alternatives</b> $G_{\text{ref}}$ : <input type="text" value="4666,667"/> kN/m <sup>2</sup> $E_{\text{oed}}$ : <input type="text" value="1,244E+04"/> kN/m <sup>2</sup>		<b>Velocities</b> $V_s$ : <input type="text" value="59,430"/> m/s $V_p$ : <input type="text" value="97,040"/> m/s	
<div>General   Parameters   Interfaces</div>			
<div> <b>Strength</b>  <input type="radio"/> Rigid  <input checked="" type="radio"/> Manual  <math>R_{\text{inter}}</math> : <input type="text" value="0,800"/> </div>			
<div> <b>Real interface thickness</b>  <math>\delta_{\text{inter}}</math> : <input type="text" value="0,000"/> </div>			

Gambar 6.4 Input Parameter Tanah pada plaxis

Parameter yang dibutuhkan untuk input material Secant Pile adalah panjang dari diaphragm wall = 44 meter, nilai kekakuan EA dan EI, serta berat per satuan panjang dari diaphragm wall. Nilai EA, EI dan w dapat dihitung dengan cara di bawah ini.

$EA = E_{\text{beton}} \times \text{Luas penampang diaphragm wall}$   
 $= 4700 \sqrt{f'c} \times 1 \times 1,4$   
 $EI = E_{\text{beton}} \times \text{Inersia penampang diaphragm wall}$   
 $= 4700 \sqrt{f'c} \times \frac{1}{12} \times 1 \times 1,4^3$   
 $W = Y_{\text{beton}} \times \text{Luas penampang}$

Plate properties

Material set

Identification:

Material type:

Comments

Properties

EA :  kN/m

EI :  kNm²/m

d :  m

w :  kN/m

v :

$M_p$  :  kNm/m

$N_p$  :  kN/m

Rayleigh  $\alpha$  :

Rayleigh  $\beta$  :

Gambar 6.5 Input Parameter Diaphragm Wall

Untuk input material dari pelat lantai dapat dilihat seperti pada gambar 6.6



**Plate properties**

Material set

Identification:

Material type:

Comments

Properties

EA :  kN/m

EI :  kNm<sup>2</sup>/m

d :  m

w :  kN/m/m

ν :

M<sub>p</sub> :  kNm/m

N<sub>p</sub> :  kN/m

Rayleigh α :

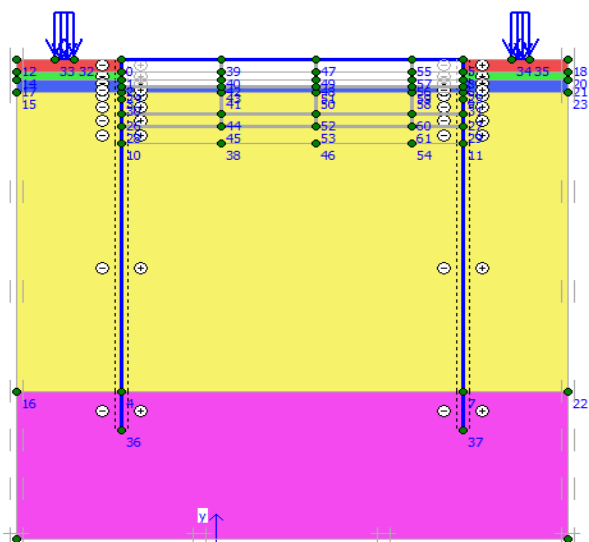
Rayleigh β :

Gambar 6.6 Input Parameter pelat lantai

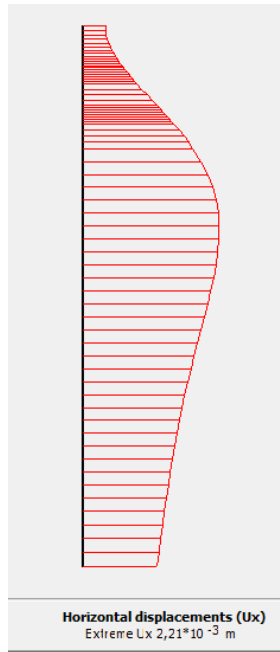
Permodelan Diaphragm wall pada program bantu PLAXIS tersebut dibagi menjadi 4 tahapan penggalan

#### 1. Tahap 1

Pada tahap ini galian dan dewatering mencapai kedalaman -3,25 meter, sesuai dengan kedalaman basement lantai pertama dan lantai basement pertama belum dipasang.



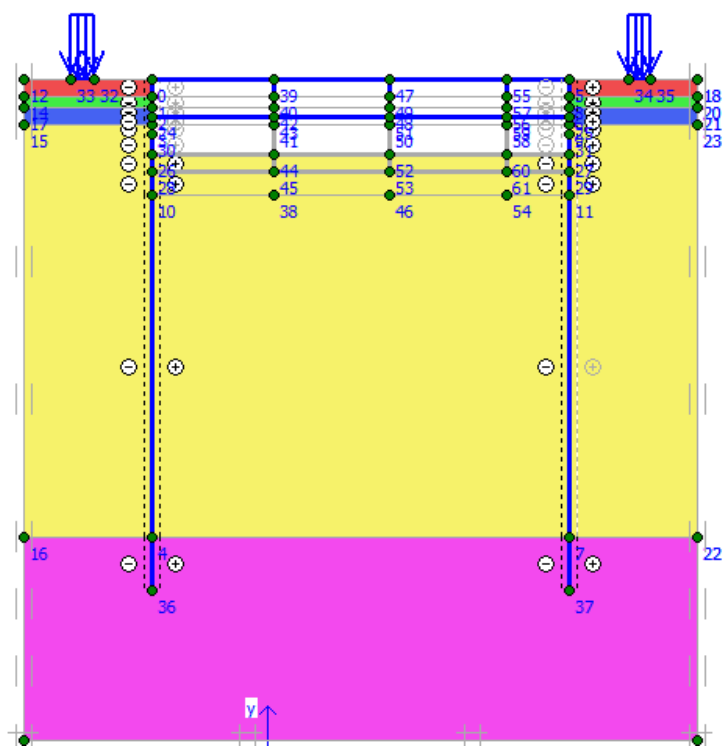
Gambar 6.7 Penampang Diaphragm wall Galian Tahap 1



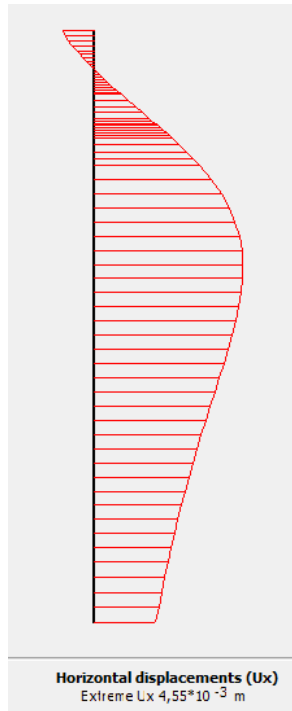
Gambar 6.8 Deformasi Diaphragm Wall pada galian pertama  
Deformasi diaphragm wall pada tahap 1 adalah 2,21 mm

2. Tahap 2

Pada tahap ini galian dan dewatering sudah mencapai elevasi -6,5 meter, sesuai dengan kedalaman basement lantai kedua dan lantai basement kedua belum dipasang.



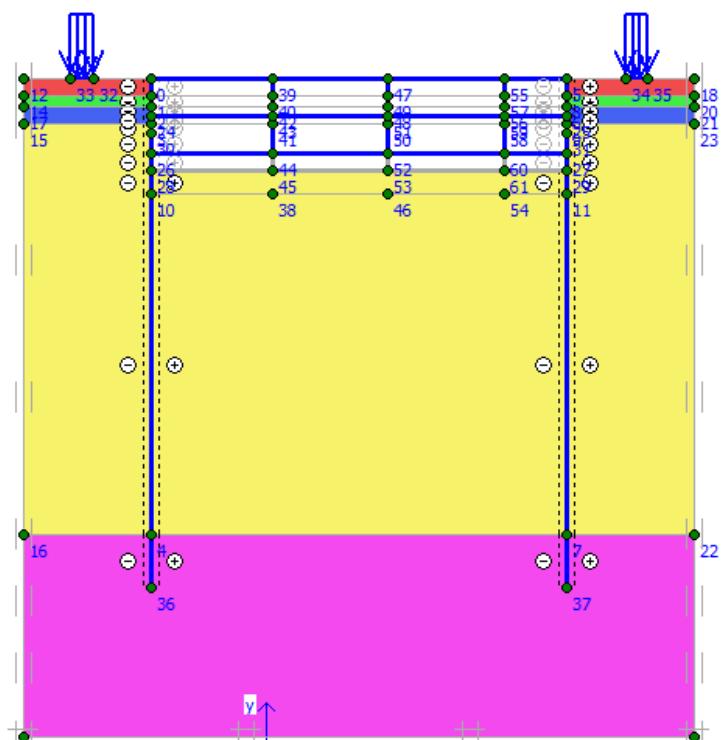
Gambar 6.9 Penampang Diaphragm wall Galian Tahap 2



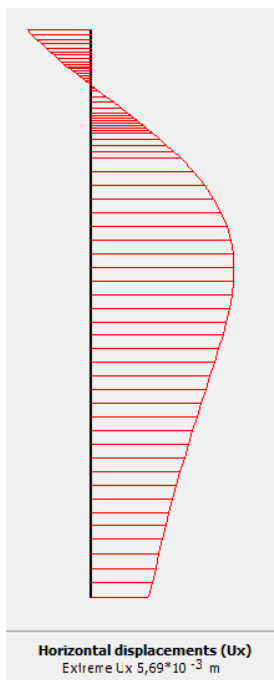
Gambar 6.10 Deformasi Diaphragm Wall pada galian kedua  
Deformasi diaphragm wall pada tahap 2 adalah 4,55 mm

3. Tahap 3

Pada tahap ini galian dan dewatering sudah mencapai elevasi -8,0 meter, sesuai dengan kedalaman pondasi raft dan pondasi raft belum dipasang.



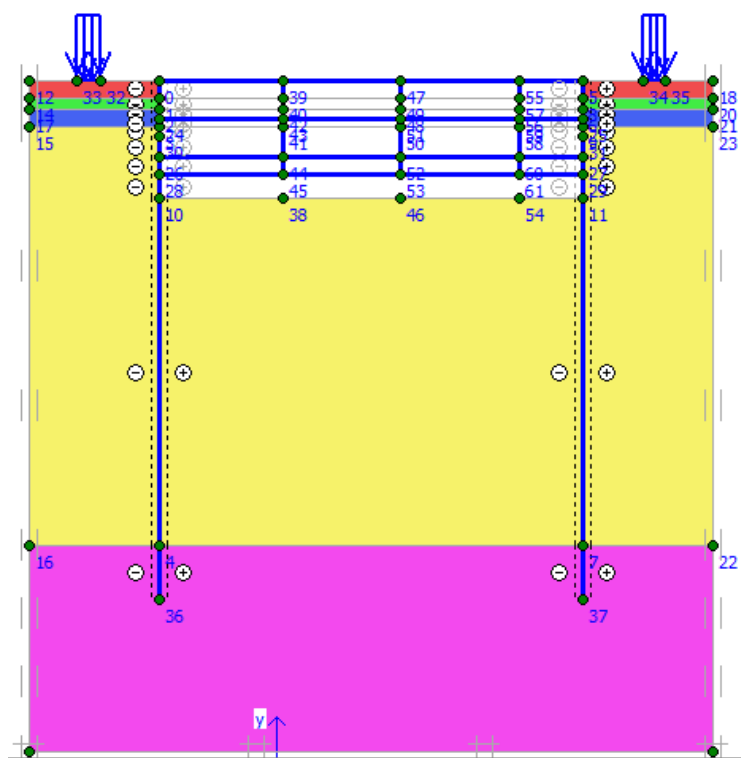
Gambar 6.11 Penampang Diaphragm wall Galian Tahap 3



Gambar 6.12 Deformasi Diaphragm Wall pada galian ketiga  
Deformasi diaphragm wall pada tahap 3 adalah 5,69 mm

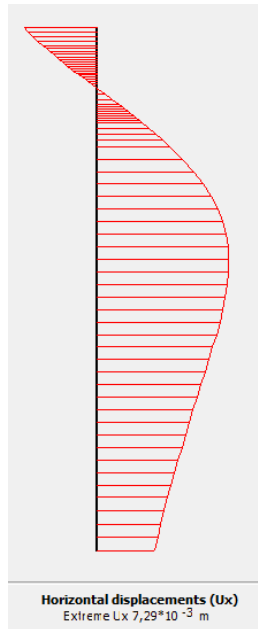
4. Tahap 4

Pada tahap ini galian dan dewatering sudah mencapai elevasi -10,0 meter.



Gambar 6.13 Penampang Diaphragm wall Galian Tahap 4



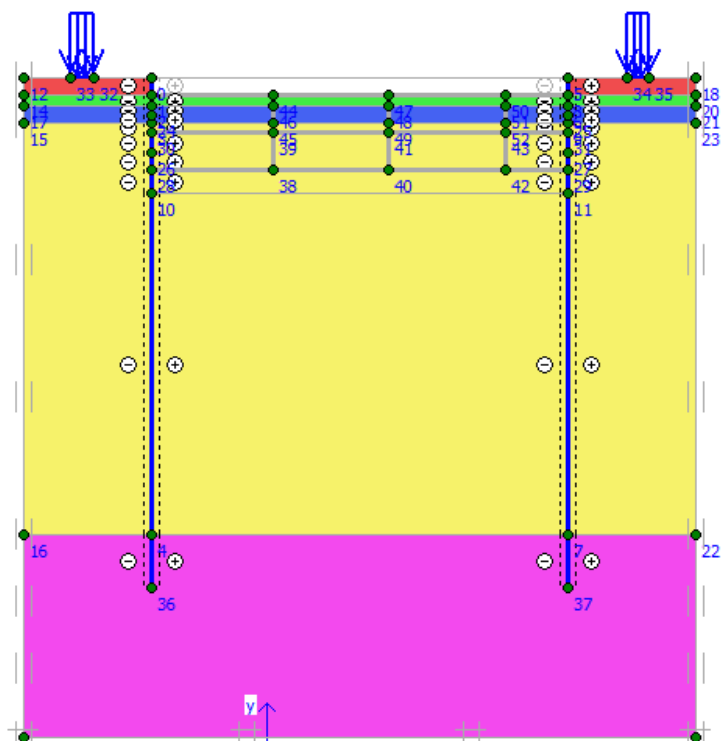


Gambar 6.14 Deformasi Diaphragm Wall pada galian terakhir  
Deformasi diaphragm wall pada tahap 4 adalah 7,29 mm

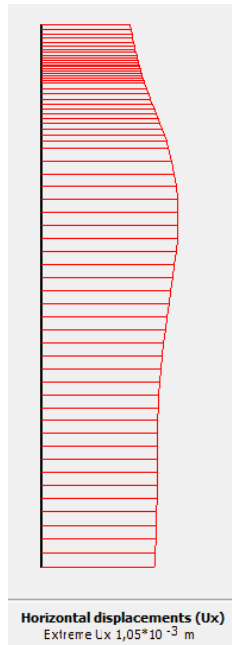
Dari hasil permodelan pertama pada PLAXIS, deformasi yang terjadi pada semua tahap galian telah memenuhi batas ijin deformasi maksimum sesuai SNI 8460 2017 sebesar 0,5% dari tinggi galian yaitu 5 cm. Selanjutnya dilakukan permodelan kedua pada PLAXIS untuk mengetahui deformasi yang terjadi.

#### 1. Tahap 1

Pada tahap ini galian dan dewatering mencapai kedalaman -1,5 meter, sesuai dengan kedalaman basement lantai mezanine lantai mezzanine belum dipasang.



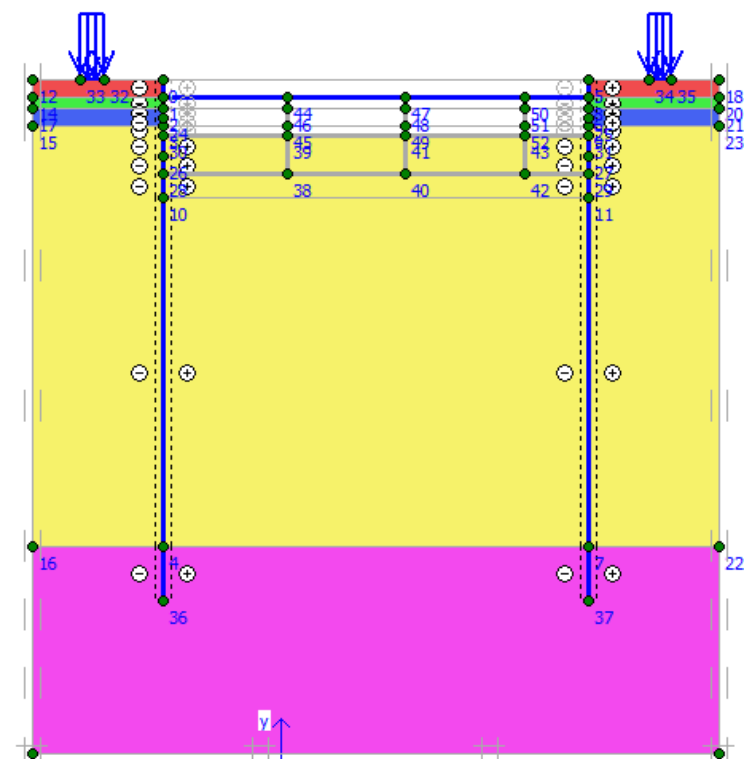
Gambar 6.15 Penampang Diaphragm wall Galian Tahap 1



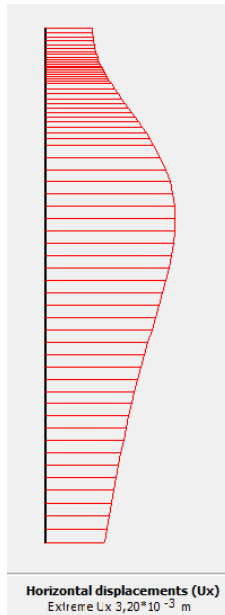
Gambar 6.16 Deformasi Diaphragm Wall pada galian pertama  
Deformasi diaphragm wall pada tahap 1 adalah 1,05 mm

2. Tahap 2

Pada tahap ini galian dan dewatering sudah mencapai elevasi -4,75 meter, sesuai dengan kedalaman basement lantai 1A dan lantai basement 1A belum terpasang.



Gambar 6.17 Penampang Diaphragm wall Galian Tahap 2

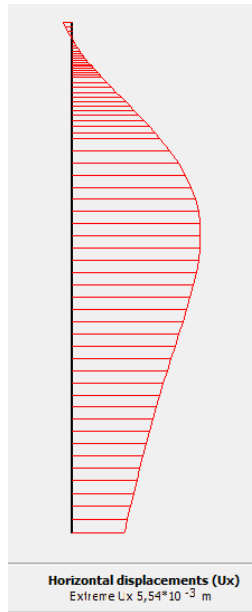


Gambar 6.18 Deformasi Diaphragm Wall pada galian kedua  
Deformasi diaphragm wall pada tahap 2 adalah 3,2 mm

3. Tahap 3

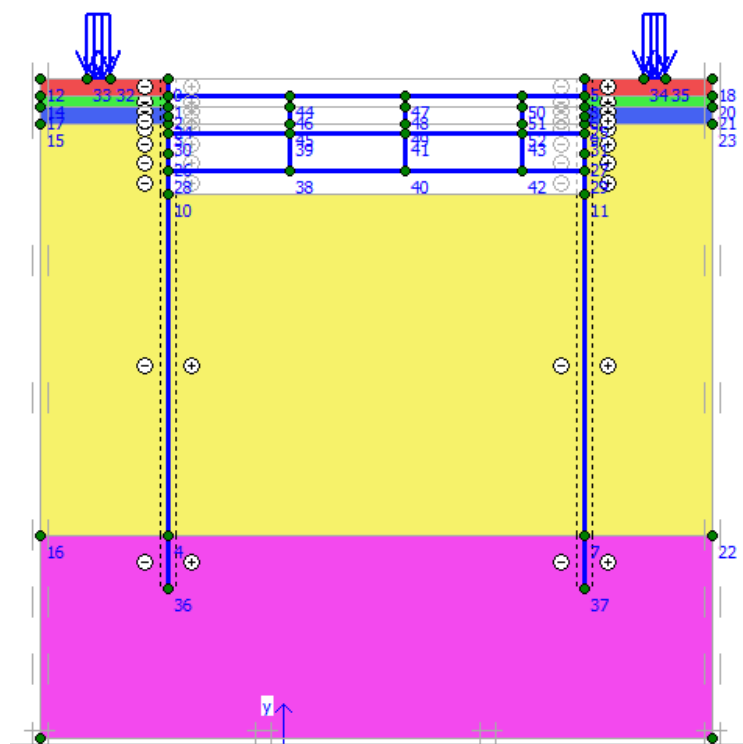
Pada tahap ini galian dan dewatering sudah mencapai elevasi -8,0 meter, sesuai dengan kedalaman pondasi raft dan basement lantai 2B, tetapi lantai 2B belum terpasang.





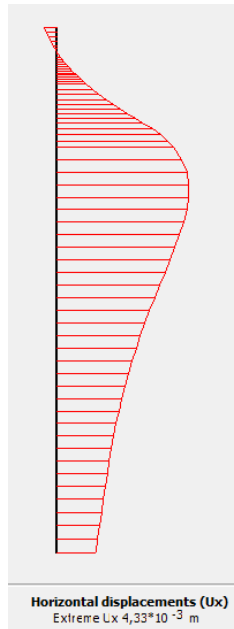
Gambar 6.20 Deformasi Diaphragm Wall pada galian ketiga  
Deformasi diaphragm wall pada tahap 3 adalah 5,54 mm

4. Tahap 4  
Pada tahap ini galian dan dewatering sudah mencapai elevasi -10,0 meter.



Gambar 6.21 Penampang Diaphragm wall Galian Tahap 4





Gambar 6.22 Deformasi Diaphragm Wall pada galian terakhir  
Deformasi diaphragm wall pada tahap 4 adalah 4,33 mm

Dari hasil permodelan kedua pada PLAXIS, deformasi yang terjadi pada semua tahap galian telah memenuhi batas ijin deformasi maksimum sesuai SNI 8460 2017 sebesar 0,5% dari tinggi galian yaitu 5 cm. Setelah mengetahui deformasi yang terjadi, dengan program bantu plaxis juga dicari nilai SF tiap galian. Rekap hasil SF diaphragm wall dapat dilihat pada tabel 6.5 dibawah ini

Tabel 6.5 Rekap Nilai SF

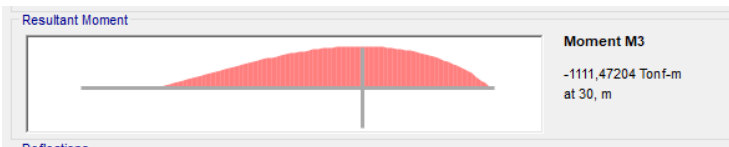
SF	Diaphragm Wall	
	Permodelan 1	Permodelan 2
Tahap 1	1,15	1,22
Tahap 2	1,27	1,25
Tahap 3	1,92	1,15
Tahap 4	2,19	4,3

### 6.3.2 Perencanaan Struktur Diaphragm Wall

Perencanaan diaphragm wall mengacu pada buku “Deep Excavation Theory and Practice” (Chang-Yu Ou, 2006). Setelah mengecek deformasi yang terjadi pada diaphragm wall, selanjutnya merencanakan penulangan untuk menahan momen ultimate pada diaphragm wall. Untuk mengetahui momen ultimate yang terjadi pada diaphragm wall, maka beban-beban tekanan tanah lateral dan tekanan air beserta kedalaman dinding sedalam 44 meter dimodelkan pada program SAP2000. Untuk balok strut, dimodelkan sebagai perletakan sendi sedangkan ujung dinding paling bawah diberi perletakan jepit.



Gambar 6.23 Permodelan dinding basement pada SAP2000



Gambar 6.24 Hasil momen Dinding Basement

Dari hasil analisis SAP2000, momen ultimate yang terjadi pada dinding basement adalah 1111,47 t-m/m.

1. Tulangan Vertikal

- $F'_c = 50 \text{ MPa}$
- $F_y = 420 \text{ Mpa}$
- $M_u = 11114700000 \text{ N-mm}$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{f'_c - 28}{7} \right) \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,05 \left( \frac{500 - 28}{7} \right) \geq 0,65$$

$$\beta_1 = 0,693 \geq 0,65$$

$$\rho_b = \frac{0,85 f'_c}{f_y} \beta_1 \left( \frac{6120}{6120 + f_y} \right)$$

$$\rho_b = 0,0416$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b$$

$$\rho_{\max} = 0,032 \text{ use } 0,025$$

Maka,

$$MR = \frac{1}{\phi} \rho_{\max} f_y \left( 1 - 0,59 \frac{\rho_{\max} f_y}{f'_c} \right) b d^2$$

$$MR = 18080221717 \text{ N-mm}$$

Didapatkan bahwa  $M_u \leq \phi MR$ , sehingga tidak diperlukan tulangan tekan.

Setelah itu :

- Menentukan rasio kekuatan material

$$m = \frac{f_y}{0,85 f'_c} = 9,882$$

- Menentukan rasio penulangan

$$\rho = \frac{1}{m} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2mM_n}{f_y b d^2}} \right)$$

$$\rho = 0,0183$$

$$\rho_{\min} = 0,0033$$

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max} ; 0,0033 \leq 0,0183 \leq 0,025$$

- Menentukan luas tulangan yang dibutuhkan

$$A_s = \rho b d = 0,0183 \times 1000 \times (1400 - 50 - 20) = 24302,46 \text{ mm}^2$$

Dari perhitungan diatas didapatkan pemakaian diameter tulangan vertikal D40 dengan  $A_s = 1256,7 \text{ mm}^2$  dengan kebutuhan tulangan  $24302,46 / 1256,7 = 20$  tulangan yang dipasang sejarak 50 mm. Karena jarak tulangan terlalu kecil maka tulangan direncanakan 2 lapis dengan tiap lapis dipasang 11D40 mm dengan jarak antar lapis 25 mm.

$$\begin{aligned} A_s &= 22 \times 3,14 \times 40^2 / 4 \\ &= 27646,02 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_{st} \times f_y \\ &= 11611326,45 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{T}{0,85 f'c} \\ &= 273207,7 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{A_{st}}{bd}$$

Dimana

$$\begin{aligned} d &= 1400 - 50 - 40 - \frac{1}{2} \times 25 \\ &= 1297,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka,

$$\rho = 0,021$$

Kontrol

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max} ; 0,0033 \leq 0,021 \leq 0,025 \text{ (ok)}$$

Mengecek kekuatan desain

$$\begin{aligned} a &= A_c / b \\ &= 273,21 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} z &= d - \frac{a}{2} \\ &= 1160,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\Phi M_n = \Phi T z$$

$= 12131589851 \text{ N-mm}$   
 $\Phi M_n = 12131589851 \text{ N-mm} > 11114700000 \text{ N-mm}$   
 Hasil penulangan dapat digunakan  
 Spasi  $= 1000/11$   
 $= 90,9 \text{ mm}$   
 Digunakan spasi antar tulangan 90 mm

## 2. Tulangan Horizontal

Tulangan horisontal diperlukan karena efek susut beton oleh temperatur. Pada mutu tulangan  $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$ , maka perhitungannya sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 A_s &= 0,0018 \times A_g = 0,002 \times 1000 \times 1400 \\
 &= 2520 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

sehingga direncanakan pemakaian diameter tulangan horisontal D25 dengan  $A_s = 490,625 \text{ mm}^2$  yang dipasang sejarak 160 mm. Tulangan yang digunakan adalah D25-160mm sebanyak 6 tulangan per meter.

## 3. Tulangan Geser

Nilai  $V_u$  yang didapatkan dari hasil analisa program SAP2000 adalah 2128900 N. Jika nilai ini dibandingkan dengan nilai  $\phi V_c = 4862596,56 \text{ N}$ , maka tidak dibutuhkan tulangan geser karena nilai  $V_u < \phi V_c$ , namun untuk faktor keamanan, tetap direncanakan tulangan geser praktis dengan diameter  $\emptyset 16$ .

## 6.4 Perencanaan Secant Pile

### 6.4.1 Permodelan Pada Plaxis

Pada alternatif ini, akan dilakukan permodelan dengan program bantu PLAXIS untuk mengecek apakah alternatif ini dapat menghasilkan deformasi yang lebih kecil atau tidak. Parameter parameter yang diinputkan pada alternatif ini sama persis dengan pada alternatif sebelumnya kecuali input material dari secant pile. Diameter secant pile wall yang digunakan

adalah 1,5 meter dan perhitungan nilai EA, EI serta w dapat dilihat seperti berikut ini

$$\begin{aligned} EA &= E_{\text{beton}} \times \text{Luas penampang Secant Pile} \\ &= 4700 \sqrt{f'c} \times \pi \times 0,75^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI &= E_{\text{beton}} \times \text{Inersia penampang Secant Pile} \\ &= 4700 \sqrt{f'c} \times \frac{\pi}{4} \times 0,75^4 \end{aligned}$$

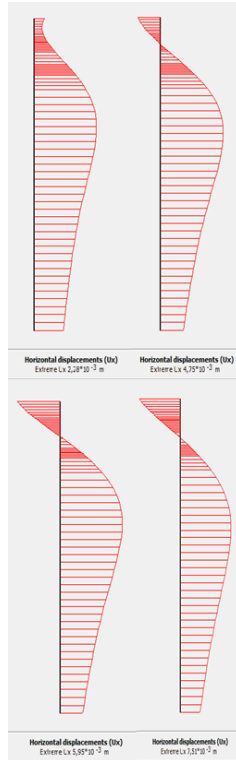
$$W = Y_{\text{beton}} \times \text{Luas penampang}$$

Gambar 6.25 Input Parameter Secant Pile Wall

Setelah dilakukan permodelan pertama dengan program bantu PLAXIS didapatkan nilai deformasi secant pile pada setiap tahap penggalian yang dapat dilihat pada tabel 6.6

Tabel 6.6 Deformasi Secant Pile pada Permodelan pertama

Tahap Penggalian	Deformasi ( mm )
pertama	2,28
kedua	4,75
ketiga	5,95
keempat	7,51

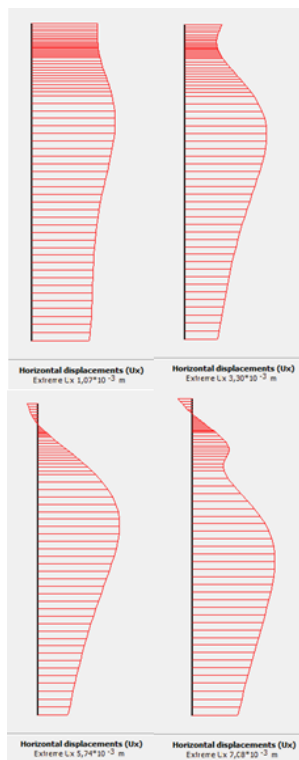


Gambar 6.26 Bentuk Deformasi Secant Pile dari tahap 1 – 4

Dapat dilihat bahwa deformasi terbesar permodelan pertama terjadi pada tahap 4 yaitu sebesar 7,51 mm dan telah memenuhi batas ijin deformasi maksimum sebesar 0,5% dari tinggi galian yaitu 5 cm. Selanjutnya dilakukan analisa deformasi pada permodelan kedua. Tahap konstruksi dan input parameter sama dengan permodelan pada diaphragm wall sebelumnya kecuali input material dari secant pile. Diameter secant pile dan input material juga sama dengan permodelan pertama. Nilai deformasi secant pile pada setiap tahap penggalian dapat dilihat pada tabel 6.7

Tabel 6.7 Deformasi Secant Pile pada Permodelan kedua

Tahap Penggalian	Deformasi ( mm )
pertama	1,07
kedua	3,3
ketiga	5,74
keempat	7,08



Gambar 6.27 Bentuk Deformasi Secant Pile dari tahap 1 – 4



Dapat dilihat bahwa deformasi terbesar permodelan kedua terjadi pada tahap 4 yaitu sebesar 7,08 mm dan telah memenuhi batas ijin deformasi maksimum yang ditetapkan pada SNI 8460 2017 sebesar 0,5% dari tinggi galian yaitu 5 cm. Sama seperti perencanaan diaphragm wall, selanjutnya adalah mencari nilai SF dengan program bantu plaxis. Rekap nilai SF dapat dilihat pada tabel 6.8

Tabel 6.8 Rekap nilai SF secant pile

SF	Secant Pile	
	Permodelan 1	Permodelan 2
Tahap 1	1,22	1,45
Tahap 2	1,35	1,34
Tahap 3	2,09	1,12
Tahap 4	2,24	1,97

#### 6.4.2 Penulangan Secant Pile Wall

Perencanaan penulangan secant pile mengacu pada buku “Design Of Reinforced Concrete” (Jack C. McCormac dan Russell H. Brown, 2014). Setelah mengecek deformasi yang terjadi pada secant pile wall, selanjutnya merencanakan penulangan untuk menahan momen ultimate pada secant pile wall. Untuk mengetahui momen ultimate yang terjadi pada diaphragm wall, maka beban-beban tekanan tanah lateral dan tekanan air beserta kedalaman dinding sedalam 44 meter dimodelkan pada program SAP2000. Untuk balok strut, dimodelkan sebagai perletakan sendi sedangkan ujung dinding paling bawah diberi perletakan jepit seperti pada gambar 6.23

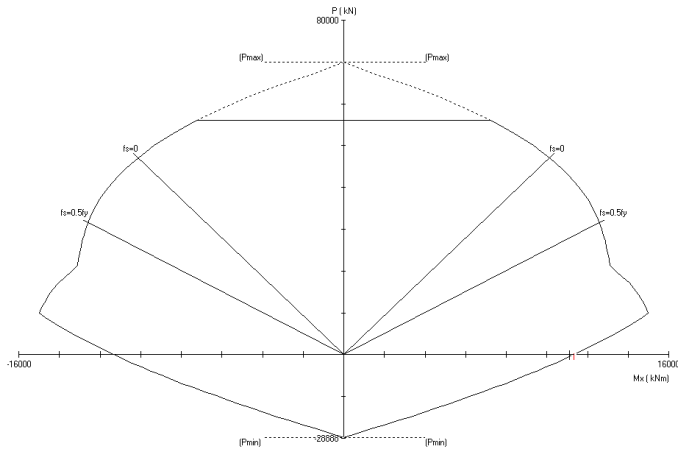
##### 1. Tulangan Vertikal

Untuk membantu perhitungan perencanaan tulangan secant pile digunakan program SpColumn. Program ini akan membantu menentukan banyaknya tulangan vertikal yang dibutuhkan serta menampilkan diagram

iterasi antara P-M. Hasil dari SpColumn ditunjukkan pada Gambar 6.28 bawah ini berdasarkan masukkan data berupa nilai momen berdasarkan Gambar 6.24 sedangkan diagram interaksi P-M dapat dilihat pada Gambar 6.29.



Gambar 6.28 Penulangan Secant Pile



Gambar 6.29 Diagram Iteraksi P-M

Hasil pada Gambar 6.26 menunjukkan bahwa penulangan Secant Pile dengan tulangan 36D43 dan jarak bersih antar tulangan 73 mm memenuhi persyaratan  $\rho = 1\% - 6\%$  sesuai syarat SNI, dimana nilai  $\rho = 2,958\%$ .

## 2. Tulangan Geser

Nilai  $V_u$  yang didapatkan dari hasil analisa program SAP2000 sebesar 2128,9 kN. Jika nilai ini dibandingkan dengan nilai  $V_c$  dimana

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f'c} b d \\ &= 12727,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka  $\phi V_c = 9545,93 \text{ kN} > V_u = 2128,9 \text{ kN}$

Berdasarkan perhitungan di atas, nilai  $V_u$  didapatkan lebih kecil dari  $\phi V_c$ , sehingga tulangan geser tidak diperlukan. Namun, untuk alasan keamanan, direncanakan tulangan geser dengan diameter  $\phi 16$  yang dipasang secara spiral.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*

## **BAB VII**

### **KESIMPULAN DAN SARAN**

#### **7.1 Kesimpulan**

Dalam perencanaan Tugas Akhir ini didapat beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. Desain secant pile yang direncanakan memiliki :
  - a) Diameter 1,5 meter yang tidak menggunakan ground anchor.
  - b) Menggunakan penulangan D43 sebanyak 36 buah dan tulangan geser D16 yang dipasang spiral secara praktis.
  - c) Deformasi maksimal yang terjadi adalah 7,51 mm
  - d) SF paling kritis yang terjadi adalah 1,12
2. Desain diaphragm wall yang direncanakan memiliki :
  - a) Lebar 1,4 meter yang tidak menggunakan ground anchor.
  - b) Menggunakan penulangan vertikal D40 sebanyak 22 buah yang dipasang 2 lapis, tulangan horizontal D25 sebanyak 6 buah, dan tulangan geser D16 yang dipasang secara praktis.
  - c) Deformasi maksimal yang terjadi adalah 7,29 mm
  - d) SF paling kritis yang terjadi adalah 1,15
3. Desain pondasi tikar yang direncanakan memiliki :
  - a) Daya dukung ultimate sebesar 59,67 t/m<sup>2</sup>.
  - b) SF sebesar 3 dan daya dukung ijin sebesar 19,89 t/m<sup>2</sup>.
  - c) Tebal 2 meter dengan lebar 36 meter dan panjang 62 meter.
  - d) Penulangan bawah :
    - Arah X menggunakan D36 sebanyak 32 buah permeternya yang dipasang 2 lapis

- penulangan arah Y D32 sebanyak 8 buah permeternya.
  - e) Penulangan atas :
    - Arah X menggunakan D36 sebanyak 15 buah permeternya.
    - penulangan arah Y D32 sebanyak 8 buah permeternya.
  - f) Penurunan yang terjadi adalah 8,3 cm
4. Pondasi sarang laba-laba yang direncanakan memiliki:
- a) Daya dukung ultimate sebesar 89,52 t/m<sup>2</sup>.
  - b) SF sebesar 3 dan daya dukung ijin sebesar 29,84 t/m<sup>2</sup>
  - c) Rib konstruksi dan rib settlement setinggi 200 cm dengan lebar rib 20 cm
  - d) Tebal pelat penutup setinggi 15 cm dengan penulangan minimum
  - e) Penurunan yang terjadi sebesar 7,6 cm.

## 7.2 Saran

Berdasarkan hasil perencanaan yang telah dilakukan, maka disarankan :

1. Karena defleksi yang terjadi pada diaphragm wall dan secant pile hampir sama, maka dipilih berdasarkan nilai SF kritis terbesar yaitu diaphragm wall.
2. Alternatif desain pondasi dangkal yang dipilih adalah pondasi sarang laba-laba karena memiliki daya dukung yang lebih kuat dari pondasi tikar serta penurunan pondasi KSSL yang lebih kecil dari pondasi tikar.

## DAFTAR PUSTAKA

- Das, Braja M. 1985. *Mekanika Tanah 1, (Terjemahan)*. Jakarta: Erlangga.
- Das, Braja M. 2011. **Principles of Foundation Engineering**. United States: Cengage Learningas,
- Das, Braja M. 1988. *Mekanika Tanah: Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknik* , (Terjemahan). Surabaya: Erlangga.
- Wahyudi, H., 2012. **Daya Dukung Pondasi Dangkal**. 1st ed. Surabaya: ITS Press.
- Wahyudi, H., 2012. **Daya Dukung Pondasi Dalam**. 1st ed. Surabaya: ITS Press.
- Bowles, Joseph. E. 1988. **Analisis dan Desain Pondasi**. Jakarta : Penerbit Erlangga..
- Ou, Chang-Yu. 2006. **Deep Excavation : Theory and Practice**. London:Taylor & Francis Group.
- Badan Standardisasi Nasional. 2012. **Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung** (SNI 2847-2013). Jakarta : BSN.
- Badan Standardisasi Nasional. 2016. **Persyaratan Perancangan Geoteknik** (SNI 8460-2017). Jakarta : BSN.
- McCormac, Jack. 2014. **Design Of Reinforced Concrete**. United States: Wiley.
- Haryono, Ratna. 2007. **Analisa Penggunaan Struktur Pondasi Sarang Laba-laba Pada Gedung BNI '46 Wilayah 05 Semarang** . Semarang: Universitas Diponegoro.

*“Halaman ini sengaja dikosongkan”*



## **LAMPIRAN – LAMPIRAN**

# Data tanah DB-1 kedalaman 0 m - 35 m

TESTANA ENGINEERING, Inc.				A.1.1. BORING LOG (1)						BOREHOLE # : DB-1																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
Project : Office 33 Lantai				Total Depth : 70 m						Drilling Method : Core Drilling																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
Location : Jl. HR. Muhammad No.209, Surabaya.				Coordinates : Unrecorded.						Ø of core : 75 mm																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
Started : 8 September 2014				Ground Surface Elevation : ± 0.00 m						Ø of chasing : 89 mm																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
Finished : 14 September 2014				Ground Water Level : Undetected						Logged by : JP																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																													
Date	Depth (m)	Soil	SOIL DESCRIPTION	Colour	Sample	Consistency	Relative Density	STANDARD PENETRATION TEST																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																															
								No. of Blows (blow/cm)					SPT - Value (blow/ft)																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																																										
								N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>	N <sub>7</sub>	N <sub>8</sub>	N <sub>9</sub>	N <sub>10</sub>	N <sub>11</sub>	N <sub>12</sub>	N <sub>13</sub>	N <sub>14</sub>	N <sub>15</sub>	N <sub>16</sub>	N <sub>17</sub>	N <sub>18</sub>	N <sub>19</sub>	N <sub>20</sub>	N <sub>21</sub>	N <sub>22</sub>	N <sub>23</sub>	N <sub>24</sub>	N <sub>25</sub>	N <sub>26</sub>	N <sub>27</sub>	N <sub>28</sub>	N <sub>29</sub>	N <sub>30</sub>	N <sub>31</sub>	N <sub>32</sub>	N <sub>33</sub>	N <sub>34</sub>	N <sub>35</sub>	N <sub>36</sub>	N <sub>37</sub>	N <sub>38</sub>	N <sub>39</sub>	N <sub>40</sub>	N <sub>41</sub>	N <sub>42</sub>	N <sub>43</sub>	N <sub>44</sub>	N <sub>45</sub>	N <sub>46</sub>	N <sub>47</sub>	N <sub>48</sub>	N <sub>49</sub>	N <sub>50</sub>	N <sub>51</sub>	N <sub>52</sub>	N <sub>53</sub>	N <sub>54</sub>	N <sub>55</sub>	N <sub>56</sub>	N <sub>57</sub>	N <sub>58</sub>	N <sub>59</sub>	N <sub>60</sub>	N <sub>61</sub>	N <sub>62</sub>	N <sub>63</sub>	N <sub>64</sub>	N <sub>65</sub>	N <sub>66</sub>	N <sub>67</sub>	N <sub>68</sub>	N <sub>69</sub>	N <sub>70</sub>	N <sub>71</sub>	N <sub>72</sub>	N <sub>73</sub>	N <sub>74</sub>	N <sub>75</sub>	N <sub>76</sub>	N <sub>77</sub>	N <sub>78</sub>	N <sub>79</sub>	N <sub>80</sub>	N <sub>81</sub>	N <sub>82</sub>	N <sub>83</sub>	N <sub>84</sub>	N <sub>85</sub>	N <sub>86</sub>	N <sub>87</sub>	N <sub>88</sub>	N <sub>89</sub>	N <sub>90</sub>	N <sub>91</sub>	N <sub>92</sub>	N <sub>93</sub>	N <sub>94</sub>	N <sub>95</sub>	N <sub>96</sub>	N <sub>97</sub>	N <sub>98</sub>	N <sub>99</sub>	N <sub>100</sub>	N <sub>101</sub>	N <sub>102</sub>	N <sub>103</sub>	N <sub>104</sub>	N <sub>105</sub>	N <sub>106</sub>	N <sub>107</sub>	N <sub>108</sub>	N <sub>109</sub>	N <sub>110</sub>	N <sub>111</sub>	N <sub>112</sub>	N <sub>113</sub>	N <sub>114</sub>	N <sub>115</sub>	N <sub>116</sub>	N <sub>117</sub>	N <sub>118</sub>	N <sub>119</sub>	N <sub>120</sub>	N <sub>121</sub>	N <sub>122</sub>	N <sub>123</sub>	N <sub>124</sub>	N <sub>125</sub>	N <sub>126</sub>	N <sub>127</sub>	N <sub>128</sub>	N <sub>129</sub>	N <sub>130</sub>	N <sub>131</sub>	N <sub>132</sub>	N <sub>133</sub>	N <sub>134</sub>	N <sub>135</sub>	N <sub>136</sub>	N <sub>137</sub>	N <sub>138</sub>	N <sub>139</sub>	N <sub>140</sub>	N <sub>141</sub>	N <sub>142</sub>	N <sub>143</sub>	N <sub>144</sub>	N <sub>145</sub>	N <sub>146</sub>	N <sub>147</sub>	N <sub>148</sub>	N <sub>149</sub>	N <sub>150</sub>	N <sub>151</sub>	N <sub>152</sub>	N <sub>153</sub>	N <sub>154</sub>	N <sub>155</sub>	N <sub>156</sub>	N <sub>157</sub>	N <sub>158</sub>	N <sub>159</sub>	N <sub>160</sub>	N <sub>161</sub>	N <sub>162</sub>	N <sub>163</sub>	N <sub>164</sub>	N <sub>165</sub>	N <sub>166</sub>	N <sub>167</sub>	N <sub>168</sub>	N <sub>169</sub>	N <sub>170</sub>	N <sub>171</sub>	N <sub>172</sub>	N <sub>173</sub>	N <sub>174</sub>	N <sub>175</sub>	N <sub>176</sub>	N <sub>177</sub>	N <sub>178</sub>	N <sub>179</sub>	N <sub>180</sub>	N <sub>181</sub>	N <sub>182</sub>	N <sub>183</sub>	N <sub>184</sub>	N <sub>185</sub>	N <sub>186</sub>	N <sub>187</sub>	N <sub>188</sub>	N <sub>189</sub>	N <sub>190</sub>	N <sub>191</sub>	N <sub>192</sub>	N <sub>193</sub>	N <sub>194</sub>	N <sub>195</sub>	N <sub>196</sub>	N <sub>197</sub>	N <sub>198</sub>	N <sub>199</sub>	N <sub>200</sub>	N <sub>201</sub>	N <sub>202</sub>	N <sub>203</sub>	N <sub>204</sub>	N <sub>205</sub>	N <sub>206</sub>	N <sub>207</sub>	N <sub>208</sub>	N <sub>209</sub>	N <sub>210</sub>	N <sub>211</sub>	N <sub>212</sub>	N <sub>213</sub>	N <sub>214</sub>	N <sub>215</sub>	N <sub>216</sub>	N <sub>217</sub>	N <sub>218</sub>	N <sub>219</sub>	N <sub>220</sub>	N <sub>221</sub>	N <sub>222</sub>	N <sub>223</sub>	N <sub>224</sub>	N <sub>225</sub>	N <sub>226</sub>	N <sub>227</sub>	N <sub>228</sub>	N <sub>229</sub>	N <sub>230</sub>	N <sub>231</sub>	N <sub>232</sub>	N <sub>233</sub>	N <sub>234</sub>	N <sub>235</sub>	N <sub>236</sub>	N <sub>237</sub>	N <sub>238</sub>	N <sub>239</sub>	N <sub>240</sub>	N <sub>241</sub>	N <sub>242</sub>	N <sub>243</sub>	N <sub>244</sub>	N <sub>245</sub>	N <sub>246</sub>	N <sub>247</sub>	N <sub>248</sub>	N <sub>249</sub>	N <sub>250</sub>	N <sub>251</sub>	N <sub>252</sub>	N <sub>253</sub>	N <sub>254</sub>	N <sub>255</sub>	N <sub>256</sub>	N <sub>257</sub>	N <sub>258</sub>	N <sub>259</sub>	N <sub>260</sub>	N <sub>261</sub>	N <sub>262</sub>	N <sub>263</sub>	N <sub>264</sub>	N <sub>265</sub>	N <sub>266</sub>	N <sub>267</sub>	N <sub>268</sub>	N <sub>269</sub>	N <sub>270</sub>	N <sub>271</sub>	N <sub>272</sub>	N <sub>273</sub>	N <sub>274</sub>	N <sub>275</sub>	N <sub>276</sub>	N <sub>277</sub>	N <sub>278</sub>	N <sub>279</sub>	N <sub>280</sub>	N <sub>281</sub>	N <sub>282</sub>	N <sub>283</sub>	N <sub>284</sub>	N <sub>285</sub>	N <sub>286</sub>	N <sub>287</sub>	N <sub>288</sub>	N <sub>289</sub>	N <sub>290</sub>	N <sub>291</sub>	N <sub>292</sub>	N <sub>293</sub>	N <sub>294</sub>	N <sub>295</sub>	N <sub>296</sub>	N <sub>297</sub>	N <sub>298</sub>	N <sub>299</sub>	N <sub>300</sub>	N <sub>301</sub>	N <sub>302</sub>	N <sub>303</sub>	N <sub>304</sub>	N <sub>305</sub>	N <sub>306</sub>	N <sub>307</sub>	N <sub>308</sub>	N <sub>309</sub>	N <sub>310</sub>	N <sub>311</sub>	N <sub>312</sub>	N <sub>313</sub>	N <sub>314</sub>	N <sub>315</sub>	N <sub>316</sub>	N <sub>317</sub>	N <sub>318</sub>	N <sub>319</sub>	N <sub>320</sub>	N <sub>321</sub>	N <sub>322</sub>	N <sub>323</sub>	N <sub>324</sub>	N <sub>325</sub>	N <sub>326</sub>	N <sub>327</sub>	N <sub>328</sub>	N <sub>329</sub>	N <sub>330</sub>	N <sub>331</sub>	N <sub>332</sub>	N <sub>333</sub>	N <sub>334</sub>	N <sub>335</sub>	N <sub>336</sub>	N <sub>337</sub>	N <sub>338</sub>	N <sub>339</sub>	N <sub>340</sub>	N <sub>341</sub>	N <sub>342</sub>	N <sub>343</sub>	N <sub>344</sub>	N <sub>345</sub>	N <sub>346</sub>	N <sub>347</sub>	N <sub>348</sub>	N <sub>349</sub>	N <sub>350</sub>	N <sub>351</sub>	N <sub>352</sub>	N <sub>353</sub>	N <sub>354</sub>	N <sub>355</sub>	N <sub>356</sub>	N <sub>357</sub>	N <sub>358</sub>	N <sub>359</sub>	N <sub>360</sub>	N <sub>361</sub>	N <sub>362</sub>	N <sub>363</sub>	N <sub>364</sub>	N <sub>365</sub>	N <sub>366</sub>	N <sub>367</sub>	N <sub>368</sub>	N <sub>369</sub>	N <sub>370</sub>	N <sub>371</sub>	N <sub>372</sub>	N <sub>373</sub>	N <sub>374</sub>	N <sub>375</sub>	N <sub>376</sub>	N <sub>377</sub>	N <sub>378</sub>	N <sub>379</sub>	N <sub>380</sub>	N <sub>381</sub>	N <sub>382</sub>	N <sub>383</sub>	N <sub>384</sub>	N <sub>385</sub>	N <sub>386</sub>	N <sub>387</sub>	N <sub>388</sub>	N <sub>389</sub>	N <sub>390</sub>	N <sub>391</sub>	N <sub>392</sub>	N <sub>393</sub>	N <sub>394</sub>	N <sub>395</sub>	N <sub>396</sub>	N <sub>397</sub>	N <sub>398</sub>	N <sub>399</sub>	N <sub>400</sub>	N <sub>401</sub>	N <sub>402</sub>	N <sub>403</sub>	N <sub>404</sub>	N <sub>405</sub>	N <sub>406</sub>	N <sub>407</sub>	N <sub>408</sub>	N <sub>409</sub>	N <sub>410</sub>	N <sub>411</sub>	N <sub>412</sub>	N <sub>413</sub>	N <sub>414</sub>	N <sub>415</sub>	N <sub>416</sub>	N <sub>417</sub>	N <sub>418</sub>	N <sub>419</sub>	N <sub>420</sub>	N <sub>421</sub>	N <sub>422</sub>	N <sub>423</sub>	N <sub>424</sub>	N <sub>425</sub>	N <sub>426</sub>	N <sub>427</sub>	N <sub>428</sub>	N <sub>429</sub>	N <sub>430</sub>	N <sub>431</sub>	N <sub>432</sub>	N <sub>433</sub>	N <sub>434</sub>	N <sub>435</sub>	N <sub>436</sub>	N <sub>437</sub>	N <sub>438</sub>	N <sub>439</sub>	N <sub>440</sub>	N <sub>441</sub>	N <sub>442</sub>	N <sub>443</sub>	N <sub>444</sub>	N <sub>445</sub>	N <sub>446</sub>	N <sub>447</sub>	N <sub>448</sub>	N <sub>449</sub>	N <sub>450</sub>	N <sub>451</sub>	N <sub>452</sub>	N <sub>453</sub>	N <sub>454</sub>	N <sub>455</sub>	N <sub>456</sub>	N <sub>457</sub>	N <sub>458</sub>	N <sub>459</sub>	N <sub>460</sub>	N <sub>461</sub>	N <sub>462</sub>	N <sub>463</sub>	N <sub>464</sub>	N <sub>465</sub>	N <sub>466</sub>	N <sub>467</sub>	N <sub>468</sub>	N <sub>469</sub>	N <sub>470</sub>	N <sub>471</sub>	N <sub>472</sub>	N <sub>473</sub>	N <sub>474</sub>	N <sub>475</sub>	N <sub>476</sub>	N <sub>477</sub>	N <sub>478</sub>	N <sub>479</sub>	N <sub>480</sub>	N <sub>481</sub>	N <sub>482</sub>	N <sub>483</sub>	N <sub>484</sub>	N <sub>485</sub>	N <sub>486</sub>	N <sub>487</sub>	N <sub>488</sub>	N <sub>489</sub>	N <sub>490</sub>	N <sub>491</sub>	N <sub>492</sub>	N <sub>493</sub>	N <sub>494</sub>	N <sub>495</sub>	N <sub>496</sub>	N <sub>497</sub>	N <sub>498</sub>	N <sub>499</sub>	N <sub>500</sub>	N <sub>501</sub>	N <sub>502</sub>	N <sub>503</sub>	N <sub>504</sub>	N <sub>505</sub>	N <sub>506</sub>	N <sub>507</sub>	N <sub>508</sub>	N <sub>509</sub>	N <sub>510</sub>	N <sub>511</sub>	N <sub>512</sub>	N <sub>513</sub>	N <sub>514</sub>	N <sub>515</sub>	N <sub>516</sub>	N <sub>517</sub>	N <sub>518</sub>	N <sub>519</sub>	N <sub>520</sub>	N <sub>521</sub>	N <sub>522</sub>	N <sub>523</sub>	N <sub>524</sub>	N <sub>525</sub>	N <sub>526</sub>	N <sub>527</sub>	N <sub>528</sub>	N <sub>529</sub>	N <sub>530</sub>	N <sub>531</sub>	N <sub>532</sub>	N <sub>533</sub>	N <sub>534</sub>	N <sub>535</sub>	N <sub>536</sub>	N <sub>537</sub>	N <sub>538</sub>	N <sub>539</sub>	N <sub>540</sub>	N <sub>541</sub>	N <sub>542</sub>	N <sub>543</sub>	N <sub>544</sub>	N <sub>545</sub>	N <sub>546</sub>	N <sub>547</sub>	N <sub>548</sub>	N <sub>549</sub>	N <sub>550</sub>	N <sub>551</sub>	N <sub>552</sub>	N <sub>553</sub>	N <sub>554</sub>	N <sub>555</sub>	N <sub>556</sub>	N <sub>557</sub>	N <sub>558</sub>	N <sub>559</sub>	N <sub>560</sub>	N <sub>561</sub>	N <sub>562</sub>	N <sub>563</sub>	N <sub>564</sub>	N <sub>565</sub>	N <sub>566</sub>	N <sub>567</sub>	N <sub>568</sub>	N <sub>569</sub>	N <sub>570</sub>	N <sub>571</sub>	N <sub>572</sub>	N <sub>573</sub>	N <sub>574</sub>	N <sub>575</sub>	N <sub>576</sub>	N <sub>577</sub>	N <sub>578</sub>	N <sub>579</sub>	N <sub>580</sub>	N <sub>581</sub>	N <sub>582</sub>	N <sub>583</sub>	N <sub>584</sub>	N <sub>585</sub>	N <sub>586</sub>	N <sub>587</sub>	N <sub>588</sub>	N <sub>589</sub>	N <sub>590</sub>	N <sub>591</sub>	N <sub>592</sub>	N <sub>593</sub>	N <sub>594</sub>	N <sub>595</sub>	N <sub>596</sub>	N <sub>597</sub>	N <sub>598</sub>	N <sub>599</sub>	N <sub>600</sub>	N <sub>601</sub>	N <sub>602</sub>	N <sub>603</sub>	N <sub>604</sub>	N <sub>605</sub>	N <sub>606</sub>	N <sub>607</sub>	N <sub>608</sub>	N <sub>609</sub>	N <sub>610</sub>	N <sub>611</sub>	N <sub>612</sub>	N <sub>613</sub>	N <sub>614</sub>	N <sub>615</sub>	N <sub>616</sub>	N <sub>617</sub>	N <sub>618</sub>	N <sub>619</sub>	N <sub>620</sub>	N <sub>621</sub>	N <sub>622</sub>	N <sub>623</sub>	N <sub>624</sub>	N <sub>625</sub>	N <sub>626</sub>	N <sub>627</sub>	N <sub>628</sub>	N <sub>629</sub>	N <sub>630</sub>	N <sub>631</sub>	N <sub>632</sub>	N <sub>633</sub>	N <sub>634</sub>	N <sub>635</sub>	N <sub>636</sub>	N <sub>637</sub>	N <sub>638</sub>	N <sub>639</sub>	N <sub>640</sub>	N <sub>641</sub>	N <sub>642</sub>	N <sub>643</sub>	N <sub>644</sub>	N <sub>645</sub>	N <sub>646</sub>	N <sub>647</sub>	N <sub>648</sub>	N <sub>649</sub>	N <sub>650</sub>	N <sub>651</sub>	N <sub>652</sub>	N <sub>653</sub>	N <sub>654</sub>	N <sub>655</sub>	N <sub>656</sub>	N <sub>657</sub>	N <sub>658</sub>	N <sub>659</sub>	N <sub>660</sub>	N <sub>661</sub>	N <sub>662</sub>	N <sub>663</sub>	N <sub>664</sub>	N <sub>665</sub>	N <sub>666</sub>	N <sub>667</sub>	N <sub>668</sub>	N <sub>669</sub>	N <sub>670</sub>	N <sub>671</sub>	N <sub>672</sub>	N <sub>673</sub>	N <sub>674</sub>	N <sub>675</sub>	N <sub>676</sub>	N <sub>677</sub>	N <sub>678</sub>	N <sub>679</sub>	N <sub>680</sub>	N <sub>681</sub>	N <sub>682</sub>	N <sub>683</sub>	N <sub>684</sub>	N <sub>685</sub>	N <sub>686</sub>	N <sub>687</sub>	N <sub>688</sub>	N <sub>689</sub>	N <sub>690</sub>	N <sub>691</sub>	N <sub>692</sub>	N <sub>693</sub>	N <sub>694</sub>	N <sub>695</sub>	N <sub>696</sub>	N <sub>697</sub>	N <sub>698</sub>	N <sub>699</sub>	N <sub>700</sub>	N <sub>701</sub>	N <sub>702</sub>	N <sub>703</sub>	N <sub>704</sub>	N <sub>705</sub>	N <sub>706</sub>	N <sub>707</sub>	N <sub>708</sub>	N <sub>709</sub>	N <sub>710</sub>	N <sub>711</sub>	N <sub>712</sub>	N <sub>713</sub>	N <sub>714</sub>	N <sub>715</sub>	N <sub>716</sub>	N <sub>717</sub>	N <sub>718</sub>	N <sub>719</sub>	N <sub>720</sub>	N <sub>721</sub>	N <sub>722</sub>	N <sub>723</sub>	N <sub>724</sub>	N <sub>725</sub>	N <sub>726</sub>	N <sub>727</sub>	N <sub>728</sub>	N <sub>729</sub>	N <sub>730</sub>	N <sub>731</sub>	N <sub>732</sub>	N <sub>733</sub>	N <sub>734</sub>	N <sub>735</sub>	N <sub>736</sub>	N <sub>737</sub>	N <sub>738</sub>	N <sub>739</sub>	N <sub>740</sub>	N <sub>741</sub>	N <sub>742</sub>	N <sub>743</sub>	N <sub>744</sub>	N <sub>745</sub>	N <sub>746</sub>	N <sub>747</sub>	N <sub>748</sub>	N <sub>749</sub>	N <sub>750</sub>	N <sub>751</sub>	N <sub>752</sub>	N <sub>753</sub>	N <sub>754</sub>	N <sub>755</sub>	N <sub>756</sub>	N <sub>757</sub>	N <sub>758</sub>	N <sub>759</sub>	N <sub>760</sub>	N <sub>761</sub>	N <sub>762</sub>	N <sub>763</sub>	N <sub>764</sub>	N <sub>765</sub>	N <sub>766</sub>	N <sub>767</sub>	N <sub>768</sub>	N <sub>769</sub>	N <sub>770</sub>	N <sub>771</sub>	N <sub>772</sub>	N <sub>773</sub>	N <sub>774</sub>	N <sub>775</sub>	N <sub>776</sub>	N <sub>777</sub>	N <sub>778</sub>	N <sub>779</sub>	N <sub>780</sub>	N <sub>781</sub>	N <sub>782</sub>	N <sub>783</sub>	N <sub>784</sub>	N <sub>785</sub>	N <sub>786</sub>	N <sub>787</sub>	N <sub>788</sub>	N <sub>789</sub>	N <sub>790</sub>	N <sub>791</sub>	N <sub>792</sub>	N <sub>793</sub>	N <sub>794</sub>	N <sub>795</sub>	N <sub>796</sub>	N <sub>797</sub>	N <sub>798</sub>	N <sub>799</sub>	N <sub>800</sub>	N <sub>801</sub>	N <sub>802</sub>	N <sub>803</sub>	N <sub>804</sub>	N <sub>805</sub>	N <sub>806</sub>	N <sub>807</sub>	N <sub>808</sub>	N <sub>809</sub>	N <sub>810</sub>	N <sub>811</sub>	N <sub>812</sub>	N <sub>813</sub>	N <sub>814</sub>	N <sub>815</sub>	N <sub>816</sub>	N <sub>817</sub>	N <sub>818</sub>	N <sub>819</sub>	N <sub>820</sub>	N <sub>821</sub>	N <sub>822</sub>	N <sub>823</sub>	N <sub>824</sub>	N <sub>825</sub>	N <sub>826</sub>	N <sub>827</sub>	N <sub>828</sub>	N <sub>829</sub>	N <sub>830</sub>	N <sub>831</sub>	N <sub>832</sub>	N <sub>833</sub>	N <sub>834</sub>	N <sub>835</sub>	N <sub>836</sub>	N <sub>837</sub>	N <sub>838</sub>	N <sub>839</sub>	N <sub>840</sub>	N <sub>841</sub>	N <sub>842</sub>	N <sub>843</sub>	N <sub>844</sub>	N <sub>845</sub>	N <sub>846</sub>	N <sub>847</sub>	N <sub>848</sub>	N <sub>849</sub>	N <sub>850</sub>	N <sub>851</sub>	N <sub>852</sub>	N <sub>853</sub>	N <sub>854</sub>	N <sub>855</sub>	N <sub>856</sub>	N <sub>857</sub>	N <sub>858</sub>	N <sub>859</sub>	N <sub>860</sub>	N <sub>861</sub>	N <sub>862</sub>	N <sub>863</sub>	N <sub>864</sub>	N <sub>865</sub>	N <sub>866</sub>	N <sub>867</sub>	N <sub>868</sub>	N <sub>869</sub>	N <sub>870</sub>	N <sub>871</sub>	N <sub>872</sub>	N <sub>873</sub>	N <sub>874</sub>	N <sub>875</sub>	N <sub>876</sub>	N <sub>877</sub>	N <sub>878</sub>	N <sub>879</sub>	N <sub>880</sub>	N <sub>881</sub>	N <sub>882</sub>	N <sub>883</sub>	N <sub>884</sub>	N <sub>885</sub>	N <sub>886</sub>	N <sub>887</sub>	N <sub>888</sub>	N <sub>889</sub>	N <sub>890</sub>	N <sub>891</sub>	N <sub>892</sub>	N <sub>893</sub>	N <sub>894</sub>	N <sub>895</sub>	N <sub>896</sub>	N <sub>897</sub>	N <sub>898</sub>	N <sub>899</sub>	N <sub>900</sub>	N <sub>901</sub>	N <sub>902</sub>	N <sub>903</sub>	N <sub>904</sub>	N <sub>905</sub>	N <sub>906</sub>	N <sub>907</sub>	N <sub>908</sub>	N <sub>909</sub>	N <sub>910</sub>	N <sub>911</sub>	N <sub>912</sub>	N <sub>913</sub>	N <sub>914</sub>	N <sub>915</sub>	N <sub>916</sub>	N <sub>917</sub>	N <sub>918</sub>	N <sub>919</sub>	N <sub>920</sub>	N <sub>921</sub>	N <sub>922</sub>	N <sub>923</sub>	N <sub>924</sub>	N <sub>925</sub>	N <sub>926</sub>	N <sub>927</sub>	N

## NOTE

0 to 10 % = Trace  
 10 to 20 % = Little  
 20 to 35 % = Some  
 35 to 50 % = And

[Symbol] = Undisturbed sample  
 [Symbol] = SPT  
 [Symbol] = Core sample

Sheet 1 of 2

# Data tanah DB-1 kedalaman 35 m – 70 m

TESTANA ENGINEERING, Inc.		A.1.1. BORING LOG (2)							BOREHOLE # : DB-1						
Project	Office 33 Lantai		Total Depth		: 70 m			Drilling Method		Core Drilling					
Location	Jl. HR Muhammad No 209, Surabaya		Coordinates		: Unrecorded			Ø of core		76 mm					
Started	8 September 2014		Ground Surface Elevation		: ± 0.00 m			Ø of chasing		89 mm					
Finished	14 September 2014		Ground Water Level		: Undetected			Logged by		JP					
Date	Depth (m)	Soil	Soil Description	Colour	Sample	Consistency	Relative Density	STANDARD PENETRATION TEST							
								No. of Blows (Blow/10cm)			SPT - Value (Blow/ft)				
N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>						0	10	20	30	40			
11/9/2014	35		Clay and silt, inorganic, trace of sand, cemented at some depths.	Grey	✓	Stiff	-	3 / 15	6 / 15	8 / 15		1.6			
	36	✓			Very Stiff	-	3 / 15	6 / 15	10 / 15		16				
	37	✓			Very Stiff	-	4 / 15	8 / 15	11 / 15		19				
	38	✓			Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	13 / 15		22				
	39	✓			Very Stiff	-	4 / 15	8 / 15	13 / 15		21				
12/9/2014	40		Clay and silt, inorganic, trace of sand, cemented at some depths.	Grey	✓	Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	13 / 15		20			
	41	✓			Very Stiff	-	4 / 15	8 / 15	13 / 15		21				
	42	✓			Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	14 / 15		23				
	43	✓			Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	15 / 15		24				
	44	✓			Very Stiff	-	4 / 15	9 / 15	13 / 15		22				
14/9/2014	45		Clay and silt, inorganic, some to and sand, weakly cemented.	Grey	✓	Very Stiff	-	4 / 15	9 / 15	14 / 15		23			
	46	✓			Hard	-	10 / 15	17 / 15	27 / 15		44				
	47	✓			Hard	-	16 / 15	28 / 15	22 / 10		>50				
	48	✓			Hard	-	13 / 15	23 / 15	27 / 13		>50				
	49	✓			Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	15 / 15		24				
14/9/2014	50		Clay and silt, inorganic, trace of sand, cemented at some depths.	Dark Grey	✓	Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	16 / 15		25			
	51	✓			Very Stiff	-	6 / 15	11 / 15	19 / 15		30				
	52	✓			Hard	-	6 / 15	12 / 15	20 / 15		32				
	53	✓			Hard	-	6 / 15	12 / 15	20 / 15		32				
	54	✓			Hard	-	6 / 15	12 / 15	20 / 15		32				
End of boring															
NOTE: 0 to 10 % = Trace 10 to 20 % = Little 20 to 35 % = Some 35 to 50 % = And ✓ = Undisturbed sample ✗ = SPT □ = Core sample															

Sheet 2 of 2

Sheet 2 of 2

## Data tanah DB-2 kedalaman 0 m – 35 m

TESTANA ENGINEERING, Inc.		A.1.2 BORING LOG (1)				BOREHOLE # DB-2			
Project	Office 33 Lantai	Total Depth	70 m			Drilling Method	Core Drilling		
Location	Jl. HR Muhammad No 209, Surabaya	Coordinates	Unrecorded			Ø of core	76 mm		
Started	31 August 2014	Ground Surface Elevation	± 0.00 m			Ø of chasing	89 mm		
Finished	6 September 2014	Ground Water Level	Undetected			Logged by	JP		
Date Time Depth m	Soil Type	SOIL DESCRIPTION	Colour	Consistency	Relative Density	STANDARD PENETRATION TEST			
						No. of Blows (blow/ft)			NSPT - Value (blow/ft)
						N <sub>60</sub>	N <sub>10</sub>	N <sub>15</sub>	
0		Clay and silt, inorganic, trace of sand, trace of gravel	Brownish Grey	Soft	-	1 / 15	1 / 15	1 / 15	2
2				Medium	-	1 / 15	3 / 15	4 / 15	7
4				Stiff	-	2 / 15	6 / 15	7 / 15	13
6				Very Stiff	-	4 / 15	7 / 15	10 / 15	17
8		Clay and silt, inorganic, trace to little of fine sand at some depths.	Yellowish Brown	Very Stiff	-	3 / 15	7 / 15	10 / 15	17
10				Very Stiff	-	4 / 15	6 / 15	11 / 15	17
12				Very Stiff	-	4 / 15	7 / 15	10 / 15	17
14				Very Stiff	-	4 / 15	7 / 15	10 / 15	17
16		Clay and silt, inorganic, trace of sand.	Greyish Brown	Very Stiff	-	4 / 15	7 / 15	9 / 15	15
18				Stiff	-	4 / 15	5 / 15	7 / 15	12
20		Clay and silt, inorganic, little of sand.	Brown	Very Stiff	-	4 / 15	7 / 15	11 / 15	18
22				Stiff	-	4 / 15	5 / 15	8 / 15	13
24				Stiff	-	3 / 15	6 / 15	8 / 15	14
26				Very Stiff	-	3 / 15	6 / 15	9 / 15	15
28				Very Stiff	-	3 / 15	6 / 15	10 / 15	16
30		Clay and silt, inorganic, trace of sand.	Grey	Stiff	-	4 / 15	6 / 15	8 / 15	14
32				Very Stiff	-	3 / 15	6 / 15	9 / 15	15
34				Very Stiff	-	4 / 15	6 / 15	10 / 15	16


NOTE


0 to 10 % = Trace


10 to 20 % = Little

20 to 35 % = Some

35 to 50 % = Fair

 Undisturbed sample

 Split

 Core sample

NOTE:

- 0 to 10 % = Trace  
 10 to 20 % = Little  
 20 to 35 % = Some  
 35 to 50 % = and  
 50 to 100 % = mostly

- [Symbol] = Undisturbed sample  
 [Symbol] = SPT  
 [Symbol] = Core sample

# Data tanah DB-2 kedalaman 35 m – 70 m

TESTANA ENGINEERING, Inc.		A.1.2. BORING LOG (2)					BOREHOLE # DB-2					
Project	Office 33 Lantai	Total Depth	70 m			Drilling Method	Core Drilling					
Location	Jl. HR Muhammad No 209, Surabaya.	Coordinates	Unrecorded			Ø of core	76 mm					
Started	31 August 2014	Ground Surface Elevation	± 0.00 m			Ø of chasing	89 mm					
Finished	6 September 2014	Ground Water Level	Undetected			Logged by	JP					
Date	Depth (m)	Soil Type	SOIL DESCRIPTION	Colour	Consistency	Relative Density	STANDARD PENETRATION TEST					
							No. of Blows (penetration)			SPT - Value (Blows)		
							N <sub>60</sub>	N <sub>10</sub>	N <sub>15</sub>	q	f	100
5/8/2014	35		Clay and silt, inorganic, trace of sand, cemented at some depths.	Grey	✓ Very Stiff	-	3 / 15	7 / 15	9 / 15	16		
	36	✓ Very Stiff			-	4 / 15	7 / 15	10 / 15	17			
	37	✓ Very Stiff			-	5 / 15	9 / 15	13 / 15	22			
	38	✓ Very Stiff			-	5 / 15	9 / 15	14 / 15	23			
	39	✓ Very Stiff			-	5 / 15	9 / 15	12 / 15	21			
	40	✓ Very Stiff			-	4 / 15	10 / 15	14 / 15	24			
	41	✓ Very Stiff			-	5 / 15	10 / 15	15 / 15	25			
	42	✓ Very Stiff			-	6 / 15	12 / 15	16 / 15	26			
	43	✓ Very Stiff			-	5 / 15	10 / 15	16 / 15	26			
	44	✓ Very Stiff			-	5 / 15	9 / 15	14 / 15	23			
5/9/2014	45		Clay and silt, inorganic, little to some sand, cemented.	Grey	✓ Very Stiff	-	5 / 15	9 / 15	15 / 15	24		
	46	✓ Hard			-	7 / 15	15 / 15	21 / 10	35			
	47	✓ Hard			-	20 / 15	40 / 15	10 / 5	>50			
	48	✓ Hard			-	7 / 15	14 / 15	18 / 15	32			
	49	✓ Hard			-	6 / 15	13 / 15	18 / 15	31			
	50	✓ Hard			-	5 / 15	11 / 15	19 / 15	30			
	51	✓ Very Stiff			-	5 / 15	11 / 15	18 / 15	29			
	52	✓ Hard			-	6 / 15	12 / 15	19 / 15	31			
	53	✓ Hard			-	6 / 15	12 / 15	19 / 15	31			
	54	✓ Hard			-	6 / 15	12 / 15	19 / 15	31			
End of boring												
NOTE 0 to 15 % = Trace 15 to 25 % = Little 25 to 35 % = Some 35 to 50 % = Abundant [Symbol] = Undisturbed sample [Symbol] = SPT [Symbol] = Core sample												

Sheet 2 of 2

## Perhitungan CV

N-SPT	N SPT	N rata-rata	STDEV	CV (%)	N Pakai	Consistency	Taksiran Harga Cu ( Ton/m <sup>2</sup> )	Y <sup>Sat</sup> ( KN/m <sup>3</sup> )
0,5	2	2	0	0	2	Very Soft	1	15
1	2							
1,5	2							
2	3,25							
2,5	4,5							
3	5,75	3,875	0,883883	22,8099	3	Soft	1,5	15,5
3,5	7							
4	8,500750075							
4,5	10,00090009							
5	11,50105011							
5,5	13	7,083583358	1,377279	19,44325	7	Medium	3,5	16,5456
6	14							
6,5	15							
7	16							
7,5	17							
8	17	15,35560687	2,045153	13,3186	15	Stiff	7,5	18
8,5	17							
9	17							
9,5	16,8							
10	16,6							
10,5	16,4	15,35560687	2,045153	13,3186	15	Stiff	7,5	18
11	16,2							
11,5	16							
12	16							
12,5	16							
13	16	15,35560687	2,045153	13,3186	15	Stiff	7,5	18
13,5	16							
14	15,75							
14,5	15,5							
15	15,25							
15,5	15	15,35560687	2,045153	13,3186	15	Stiff	7,5	18
16	15,25							
16,5	15,5							
17	15,75							
17,5	16							
18	16,25	15,35560687	2,045153	13,3186	15	Stiff	7,5	18
18,5	16,5							
19	16,75							
19,5	17							
20	17,5							
20,5	18	15,35560687	2,045153	13,3186	15	Stiff	7,5	18
21	18,5							
21,5	19							
22	18,5							
22,5	18							
23	17,5	15,35560687	2,045153	13,3186	15	Stiff	7,5	18
23,5	17							
24	16,5							
24,5	16							
25	15,5							
25,5	15	15,35560687	2,045153	13,3186	15	Stiff	7,5	18
26	14,66666667							
26,5	14,33333333							
27	14							
27,5	13,8							
28	13,6	15,35560687	2,045153	13,3186	15	Stiff	7,5	18
28,5	13,4							
29	13,2							
29,5	13							
30	12,5							
30,5	12	15,35560687	2,045153	13,3186	15	Stiff	7,5	18
31	11,5							
31,5	11							
32	11,74891255							
32,5	12,49887506							
33	13,24883756	15,35560687	2,045153	13,3186	15	Stiff	7,5	18
33,5	14							
34	14							
34,5	14							
35	14							
35,5	14	15,35560687	2,045153	13,3186	15	Stiff	7,5	18
36	14,5							
36,5	15							
37	15,5							
37,5	16							
38	17	15,35560687	2,045153	13,3186	15	Stiff	7,5	18
38,5	18							
39	19							
39,5	19,74951252							

40	20,49947503	22,86497493	3,709399	16,22306	22	Very Stiff	11	19,3324
40,5	21,24943753							
41	<b>22</b>							
41,5	21,8							
42	21,6							
42,5	21,4							
43	21,2							
43,5	<b>21</b>							
44	20,75							
44,5	20,5							
45	20,25							
45,5	<b>20</b>							
46	20,25							
46,5	20,5							
47	20,75							
47,5	<b>21</b>							
48	21,5							
48,5	22							
49	22,5							
49,5	<b>23</b>							
50	23,25							
50,5	23,5							
51	23,75							
51,5	<b>24</b>							
52	23,5							
52,5	23							
53	22,5							
53,5	<b>22</b>							
54	22,25							
54,5	22,5							
55	22,75							
55,5	<b>23</b>							
56	28,25630252							
56,5	33,50840336							
57	38,7605042							
57,5	<b>44</b>	47,81625093	2,667852	5,579383	47	Hard	23,5	24,8874
58	45,38276794							
58,5	46,88381867							
59	48,38486941							
59,5	<b>50</b>							
60	50							
60,5	50							
61	50							
61,5	<b>50</b>							
62	43,51105332							
62,5	37,00910273	28,75101593	3,758771	13,07352	28	Very Stiff	14	20,6656
63	30,50715215							
63,5	<b>24</b>							
64	24,25							
64,5	24,5							
65	24,75							
65,5	<b>25</b>							
66	26,25							
66,5	27,5							
67	28,75							
67,5	<b>30</b>							
68	30,5							
68,5	31							
69	31,5							
69,5	<b>32</b>							
70	32,5							

## Analisa Joint Reaction (D + L)

Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FZ	X'	QX	Y'	QY
			Ton	m	Ton-m	m	Ton-m
81	12	D+L	14,80713	0,35	5,182496	5,5	81,43922
82	10	D+L	21,37415	0,35	7,480953	15,5	331,2993
83	8	D+L	21,49569	0,35	7,523492	25,5	548,1401
84	5	D+L	11,17008	0,35	3,909528	35,5	396,5378
85	14	D+L	5,12445	0,35	1,793558	0,5	2,562225
1	22	D+L	527,1759	2,85	1502,451	5,5	2899,467
3	20	D+L	839,415	2,85	2392,333	15,5	13010,93
4	18	D+L	841,8048	2,85	2399,144	25,5	21466,02
6	16	D+L	506,4159	2,85	1443,285	35,5	17977,77
7	24	D+L	67,43205	2,85	192,1813	0,5	33,71603
8	99	D+L	569,5849	11,25	6407,83	5,5	3132,717
9	95	D+L	1007,145	11,25	11330,39	15,5	15610,75
10	91	D+L	971,7187	11,25	10931,84	25,5	24778,83
11	87	D+L	568,9707	11,25	6400,92	35,5	20198,46
12	103	D+L	91,51156	11,25	1029,505	0,5	45,75578
152	160	D+L	420,8353	11,25	4734,397	30,5	12835,48
146	159	D+L	424,7219	11,25	4778,121	10,5	4459,58
13	25	D+L	607,6312	19,65	11939,95	5,5	3341,972
14	27	D+L	1005,896	19,65	19765,86	15,5	15591,39
15	29	D+L	1010,724	19,65	19860,73	25,5	25773,46
16	31	D+L	583,3381	19,65	11462,59	35,5	20708,5
17	33	D+L	79,69678	19,65	1566,042	0,5	39,84839
144	147	D+L	415,9478	19,65	8173,374	10,5	4367,452
150	152	D+L	426,4353	19,65	8379,454	30,5	13006,28
18	72	D+L	709,3127	28,05	19896,22	5,5	3901,22
19	70	D+L	1152,98	28,05	32341,1	15,5	17871,19
20	68	D+L	1116,685	28,05	31323,02	25,5	28475,47
21	442	D+L	695,7051	28,05	19514,53	35,5	24697,53
22	74	D+L	82,60773	28,05	2317,147	0,5	41,30387
23	82	D+L	695,8949	36,45	25365,37	5,5	3827,422
24	80	D+L	1135,725	36,45	41397,19	15,5	17603,74
25	78	D+L	1100,652	36,45	40118,77	25,5	28066,63
26	76	D+L	678,561	36,45	24733,55	35,5	24088,92
27	84	D+L	80,66668	36,45	2940,3	0,5	40,33334
28	100	D+L	691,2261	44,85	31001,49	5,5	3801,744
29	96	D+L	1122,825	44,85	50358,7	15,5	17403,79
30	92	D+L	1097,722	44,85	49232,83	25,5	27991,91
31	88	D+L	665,6111	44,85	29852,66	35,5	23629,19
32	105	D+L	80,65049	44,85	3617,174	0,5	40,32525
33	115	D+L	667,0345	53,25	35519,59	5,5	3668,69
34	113	D+L	1068,65	53,25	56905,6	15,5	16564,07
35	111	D+L	1084,355	53,25	57741,9	25,5	27651,05
36	109	D+L	624,7762	53,25	33269,33	35,5	22179,55
37	117	D+L	81,68547	53,25	4349,751	0,5	40,84274
38	125	D+L	428,6689	61,65	26427,43	5,5	2357,679
39	123	D+L	665,013	61,65	40998,05	15,5	10307,7
40	121	D+L	670,0104	61,65	41306,14	25,5	17085,26
41	119	D+L	413,4359	61,65	25488,32	35,5	14676,97
42	127	D+L	46,67197	61,65	2877,327	0,5	23,33599



## Analisa Joint Reaction (1,2D + 1,6L)

Story	Joint Label	Unique Name	Load Case/Combo	FZ	X'	QX	Y'	QY
				Ton	m	Ton-m	m	Ton-m
Base	81	12	1,2D + 1,6L	18,50965	0,35	6,478378	5,5	101,8031
Base	82	10	1,2D + 1,6L	26,69624	0,35	9,343684	15,5	413,7917
Base	83	8	1,2D + 1,6L	26,85038	0,35	9,397633	25,5	684,6847
Base	84	5	1,2D + 1,6L	13,88247	0,35	4,858865	35,5	492,8277
Base	85	14	1,2D + 1,6L	6,35689	0,35	2,224912	0,5	3,178445
Base	1	22	1,2D + 1,6L	665,5256	2,85	1896,748	5,5	3660,391
Base	3	20	1,2D + 1,6L	1064,6	2,85	3034,11	15,5	16501,3
Base	4	18	1,2D + 1,6L	1067,39	2,85	3042,062	25,5	27218,45
Base	6	16	1,2D + 1,6L	637,5137	2,85	1816,914	35,5	22631,74
Base	7	24	1,2D + 1,6L	84,84935	2,85	241,8206	0,5	42,42468
Base	8	99	1,2D + 1,6L	721,2916	11,25	8114,53	5,5	3967,104
Base	9	95	1,2D + 1,6L	1280,821	11,25	14409,24	15,5	19852,73
Base	10	91	1,2D + 1,6L	1234,064	11,25	13883,22	25,5	31468,62
Base	11	87	1,2D + 1,6L	718,1574	11,25	8079,271	35,5	25494,59
Base	12	103	1,2D + 1,6L	115,3415	11,25	1297,592	0,5	57,67075
Base	152	160	1,2D + 1,6L	533,5403	11,25	6002,328	30,5	16272,98
Base	146	159	1,2D + 1,6L	539,1292	11,25	6065,203	10,5	5660,856
Base	13	25	1,2D + 1,6L	769,5091	19,65	15120,85	5,5	4232,3
Base	14	27	1,2D + 1,6L	1280,723	19,65	25166,2	15,5	19851,2
Base	15	29	1,2D + 1,6L	1287,409	19,65	25297,59	25,5	32828,93
Base	16	31	1,2D + 1,6L	735,7278	19,65	14457,05	35,5	26118,34
Base	17	33	1,2D + 1,6L	100,346	19,65	1971,799	0,5	50,173
Base	144	147	1,2D + 1,6L	527,7433	19,65	10370,16	10,5	5541,305
Base	150	152	1,2D + 1,6L	540,7903	19,65	10626,53	30,5	16494,11
Base	18	72	1,2D + 1,6L	900,6101	28,05	25262,11	5,5	4953,355
Base	19	70	1,2D + 1,6L	1470,006	28,05	41233,66	15,5	22785,09
Base	20	68	1,2D + 1,6L	1424,211	28,05	39949,12	25,5	36317,39
Base	21	442	1,2D + 1,6L	875,515	28,05	24558,2	35,5	31080,78
Base	22	74	1,2D + 1,6L	104,0794	28,05	2919,426	0,5	52,03968
Base	23	82	1,2D + 1,6L	883,7661	36,45	32213,27	5,5	4860,713
Base	24	80	1,2D + 1,6L	1448,197	36,45	52786,77	15,5	22447,05
Base	25	78	1,2D + 1,6L	1402,719	36,45	51129,11	25,5	35769,34
Base	26	76	1,2D + 1,6L	851,8221	36,45	31048,92	35,5	30239,68
Base	27	84	1,2D + 1,6L	101,6021	36,45	3703,398	0,5	50,80107
Base	28	100	1,2D + 1,6L	877,9096	44,85	39374,25	5,5	4828,503
Base	29	96	1,2D + 1,6L	1432,028	44,85	64226,43	15,5	22196,43
Base	30	92	1,2D + 1,6L	1398,829	44,85	62737,48	25,5	35670,14
Base	31	88	1,2D + 1,6L	835,6654	44,85	37479,59	35,5	29666,12
Base	32	105	1,2D + 1,6L	101,5822	44,85	4555,962	0,5	50,7911
Base	33	115	1,2D + 1,6L	847,0115	53,25	45103,36	5,5	4658,563
Base	34	113	1,2D + 1,6L	1363,216	53,25	72591,25	15,5	21129,85
Base	35	111	1,2D + 1,6L	1381,419	53,25	73560,56	25,5	35226,18
Base	36	109	1,2D + 1,6L	786,1298	53,25	41861,41	35,5	27907,61
Base	37	117	1,2D + 1,6L	102,8992	53,25	5479,383	0,5	51,44961
Base	38	125	1,2D + 1,6L	540,015	61,65	33291,93	5,5	2970,083
Base	39	123	1,2D + 1,6L	842,2144	61,65	51922,52	15,5	13054,32
Base	40	121	1,2D + 1,6L	848,2827	61,65	52296,63	25,5	21631,21
Base	41	119	1,2D + 1,6L	518,9384	61,65	31992,55	35,5	18422,31
Base	42	127	1,2D + 1,6L	58,27051	61,65	3592,377	0,5	29,13526

### Qav modified arah Y

LAJUR ARAH X	B'	L	q Min ( Ton/M2)	q Maks ( Ton/M2)	Rata -Rata q	Total Soil Reaction ( Ton )	Column Loads ( Ton )	Average Loads ( Ton )	qav modified	qav modified X B1	F
ABB'A'	1,6	36	10,796	21,041	15,92	916,906	92,296	504,601	8,760	14,017	5,467226
BCC'B'	5,45	36	10,790	21,036	15,91	3122,110	3519,879	3320,995	16,927	92,250	0,943497
CCD'C'	8,4	36	10,774	21,019	15,90	4802,051	5142,345	4974,698	16,451	138,186	0,967399
DEE'D'	8,4	36	10,757	21,003	15,88	4802,043	5242,248	5022,146	16,608	139,504	0,958014
EFF'E'	8,4	36	10,740	20,986	15,86	4797,035	4774,421	4785,728	15,826	132,937	1,002368
FGG'F'	8,4	36	10,724	20,969	15,85	4792,027	4646,014	4719,020	15,605	131,084	1,015714
HHH'G'	8,4	36	10,707	20,953	15,83	4787,019	4646,014	4716,516	15,597	131,014	1,015175
III'I'	8,4	36	10,691	20,936	15,81	4782,010	4480,675	4631,343	15,315	128,648	1,033626
IIII''	4,55	36	10,674	20,919	15,80	2587,430	2807,721	2697,575	16,469	74,933	0,96077

### Qav modified arah X

LAJUR ARAH Y	B'	L	q Min ( Ton/M2)	q Maks ( Ton/M2)	Rata -Rata q	Total Soil Reaction ( Ton )	Column Loads ( Ton )	Average Loads ( Ton )	qav modified	qav modified X B1	F
AJPP	3	62	10,674	10,796	10,735	1996,646	775,327	1385,986	7,452	22,355	1,788
PPQQ	5	62	12,239	12,361	12,300	3812,980	6224,148	5018,564	16,189	80,945	0,806
QQRR	5	62	13,662	13,784	13,723	4254,105	1066,873	2660,489	8,582	42,911	2,494
RRSS	7,5	62	15,085	15,207	15,146	7042,845	10208,500	8625,672	18,550	139,124	0,845
SSTT	7,5	62	17,931	18,053	17,992	8386,219	10071,174	9218,697	19,825	148,889	0,915
TTUU	5	62	19,354	19,476	19,415	6018,604	1074,331	3546,467	11,440	57,201	3,301
UUAA	3	62	20,919	21,041	20,980	3902,305	5973,352	4937,829	26,547	79,642	0,827

### Kolom Strip Y termodifikasi

81	18,50965	101,196
82	26,69624	145,954
83	26,85038	146,797
84	13,88247	75,899
85	6,35689	34,755
1	665,52561	627,921
3	1064,59995	1004,447
4	1067,39034	1007,079
6	637,51368	601,492
7	84,84935	80,055
8	721,29155	697,777
9	1280,82103	1239,065
10	1234,06366	1193,832
11	718,15742	694,745
12	115,34149	111,581
152	533,54025	516,146
146	539,12919	521,553
13	769,50907	737,200
14	1280,72278	1226,950
15	1287,409	1233,355
16	735,72778	704,837
17	100,34599	96,133
144	527,74331	505,585
150	540,79034	518,085

18	900,61009	902,743
19	1470,00564	1473,487
20	1424,2112	1427,584
21	875,51502	877,588
22	104,07936	104,326
23	883,76608	897,653
24	1448,19661	1470,953
25	1402,71913	1424,761
26	851,8221	865,207
27	101,60213	103,199
28	877,90964	891,232
29	1432,0275	1453,758
30	1398,82889	1420,056
31	835,66544	848,347
32	101,5822	103,124
33	847,01153	875,493
34	1363,21595	1409,056
35	1381,419	1427,871
36	786,12978	812,564
37	102,89922	106,359
38	540,01502	518,830
39	842,21436	809,175
40	848,28274	815,005
41	518,93843	498,581
42	58,27051	55,985

## Kolom Strip X termodifikasi

85	6,35689	11,364
7	84,84935	151,678
12	115,34149	206,186
17	100,34599	179,380
22	104,07936	186,054
27	101,60213	181,625
32	101,5822	181,590
37	102,89922	183,944
42	58,27051	104,165
81	18,50965	14,924
1	665,52561	536,617
8	721,29155	581,581
13	769,50907	620,459
18	900,61009	726,167
23	883,76608	712,585
28	877,90964	707,863
33	847,01153	682,950
38	540,01502	435,417
146	539,12919	1344,441
144	527,74331	1316,048

82	26,69624	22,557
3	1064,59995	899,534
9	1280,82103	1082,230
14	1280,72278	1082,147
19	1470,00564	1242,081
24	1448,19661	1223,654
29	1432,0275	1209,992
34	1363,21595	1151,849
39	842,21436	711,629
83	26,85038	24,578
4	1067,39034	977,041
10	1234,06366	1129,606
15	1287,409	1178,436
20	1424,2112	1303,658
25	1402,71913	1283,986
30	1398,82889	1280,425
35	1381,419	1264,488
40	848,28274	776,480
152	533,54025	1761,267
150	540,79034	1785,200
84	13,88247	11,476
6	637,51368	526,996
11	718,15742	593,660
16	735,72778	608,184
21	875,51502	723,738
26	851,8221	704,153
31	835,66544	690,797
36	786,12978	649,849
41	518,93843	428,977

## Tekanan Tanah Aktif

H ( m )	Lapis	Posisi	Ketebalan ( m )	$\gamma' \text{ ( t/m}^3 \text{)}$	$\sigma'_v \text{ ( t/m}^2 \text{)}$	$\phi$	$C' \text{ ( t/m}^2 \text{)}$	Ka	$\sigma'_{ha} \text{ ( t/m}^2 \text{)}$	$\sigma'_{ha} \text{ pakai ( t/m}^2 \text{)}$
0	Lapis 1	bawah	0	0,63	1,000	2	0,80	0,933	-0,613	0,000
1,5		atas	1,5	0,63	1,945	2	0,80	0,933	0,269	0,269
1,5	Lapis 2	bawah	0	0,71	1,945	2	1,40	0,933	-0,890	0,000
2,5		atas	1	0,71	2,655	2	1,40	0,933	-0,228	0,000
2,5	Lapis 3	bawah	0	0,76	2,655	3	2,40	0,901	-2,164	0,000
4		atas	1,5	0,76	3,795	3	2,40	0,901	-1,138	0,000
4	Lapis 4	bawah	0	0,80	3,795	5	5,33	0,840	-6,588	0,000
39,5		atas	35,5	0,80	32,195	5	5,33	0,840	17,259	17,259
39,5	Lapis 5	bawah	0	0,93	32,195	6	8,00	0,811	11,695	11,695
40		atas	0,5	0,93	32,66	6	8,00	0,811	12,072	12,072
44			4,5	0,93	36,845	6	8,00	0,811	15,465	15,465

## Tekana Tanah Pasif

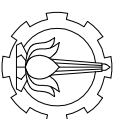
H ( m )	Lapis	Posisi	Ketebalan ( m )	$\gamma' \text{ ( t/m}^3 \text{)}$	$\sigma'_v \text{ ( t/m}^2 \text{)}$	$\phi$	$C' \text{ ( t/m}^2 \text{)}$	Kp	$\sigma'_{hp} \text{ ( t/m}^2 \text{)}$	$\sigma'_{hp} \text{ pakai ( t/m}^2 \text{)}$
10	Lapis 1	bawah	0	0,8	0	5	5,33	1,191	11,641	11,641
39,5		atas	29,5	0,8	23,6	5	5,33	1,191	39,747	39,747
39,5	Lapis 2	bawah	0	0,93	23,6	6	8,00	1,233	46,879	46,879
40		atas	0,5	0,93	24,07	6	8,00	1,233	47,453	47,453
44			4,5	0,93	28,25	6	8,00	1,233	52,615	52,615

## Tekanan Air Aktif

H ( m )	Ketebalan ( m )	$\gamma_w \text{ ( t/m}^3 \text{)}$	$\sigma'_v \text{ ( t/m}^2 \text{)}$	Kw	$\sigma'_h \text{ air ( t/m}^2 \text{)}$
0	0	1	0,000	1	0,00
44	40	1	44,000	1	44,00

## Tekanan Air Pasif

H ( m )	Ketebalan ( m )	$\gamma_w \text{ ( t/m}^3 \text{)}$	$\sigma'_v \text{ ( t/m}^2 \text{)}$	Kw	$\sigma'_h \text{ air ( t/m}^2 \text{)}$
10	0	1	0,000	1	0,00
44	34	1	34,000	1	34,00



Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

ALTERNATIF PERENCANAAN  
DINDING PENAHAN TANAH  
BASEMENT DAN PONDASI DANGKAL  
PADA VOZA PREMIUM OFFICE

Dosen Pembimbing

Musta'in Arif, ST.,MT.  
Trihanyndio Rendy, ST.,MT.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Kevin Ephrayim  
0311144000148

Nama Gambar      Skala Gambar

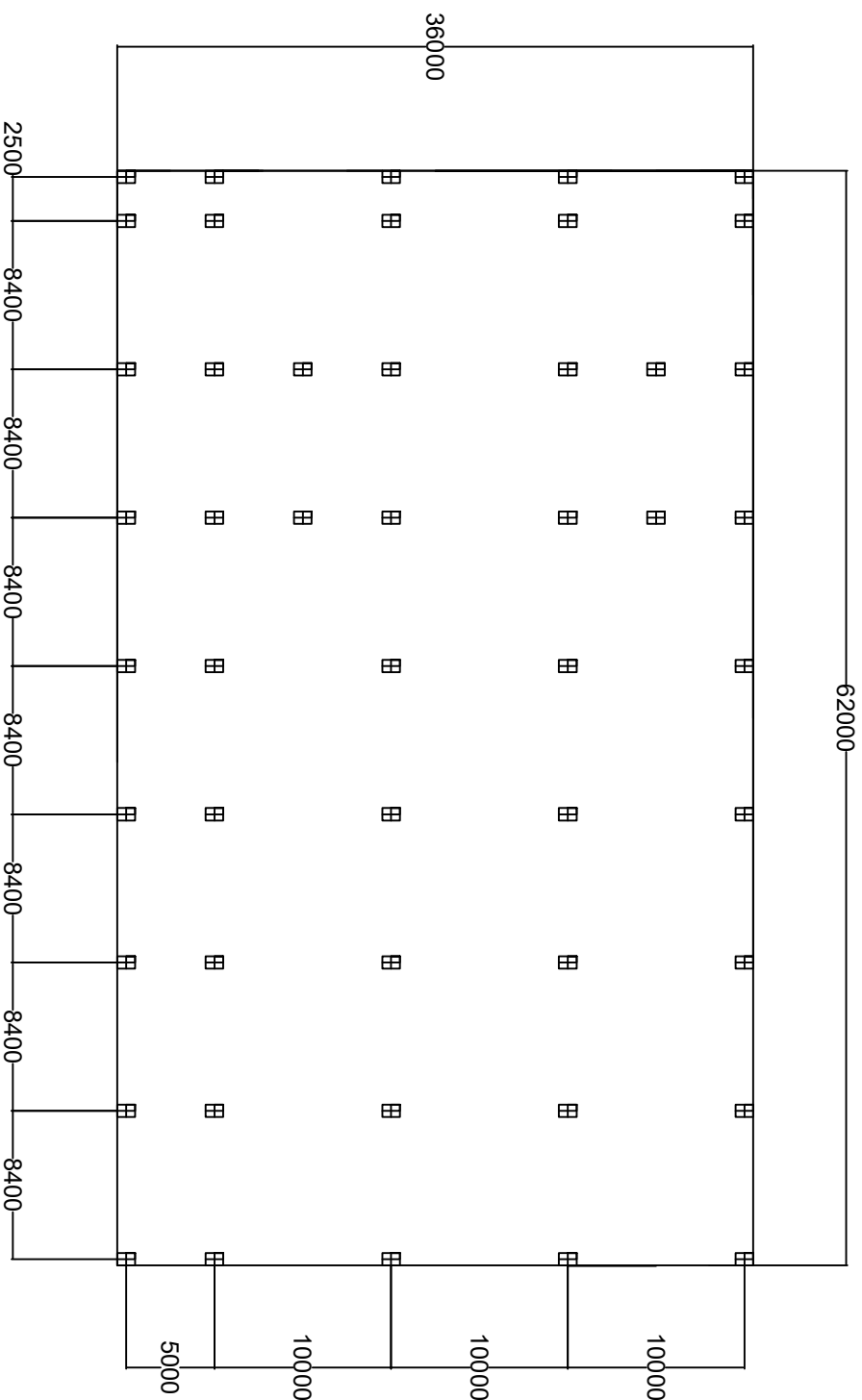
Denah Pondasi  
Tikar      1 : 400

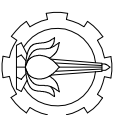
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
------	--------------	------------------

STR	1	5
-----	---	---

Denah Pondasi Tikar

SKALA 1 : 400





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

ALTERNATIF PERENCANAAN  
DINDING PENAHAN TANAH  
BASEMENT DAN PONDASI DANGKAL  
PADA VOZA PREMIUM OFFICE

Dosen Pembimbing

Musta'in Arif, ST., MT.  
Triharyndio Rendy, ST., MT.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Kevin Ephrayim  
0311144000148

Nama Gambar

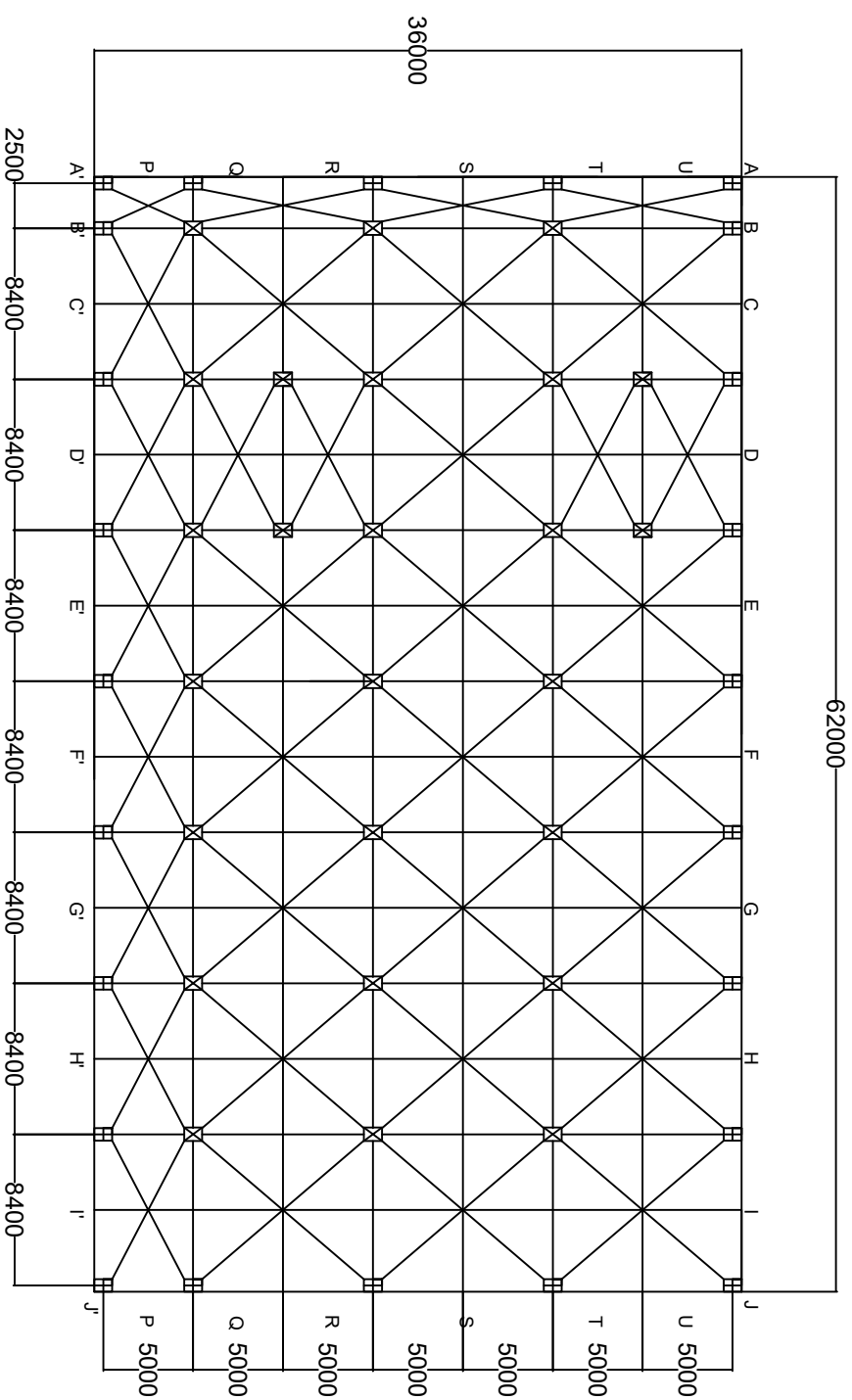
Skala Gambar

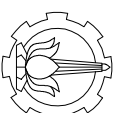
Denah Pondasi  
Sarang Laba-laba

1 : 400

## Denah Pondasi KSL

SKALA 1 : 400





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

ALTERNATIF PERENCANAAN  
DINDING PENAHAN TANAH  
BASEMENT DAN PONDASI DANGKAL  
PADA VOZA PREMIUM OFFICE

Dosen Pembimbing

Musta'in Arif, ST.,MT.  
Trihanyndio Rendy, ST.,MT.

Keterangan

Nama Mahasiswa

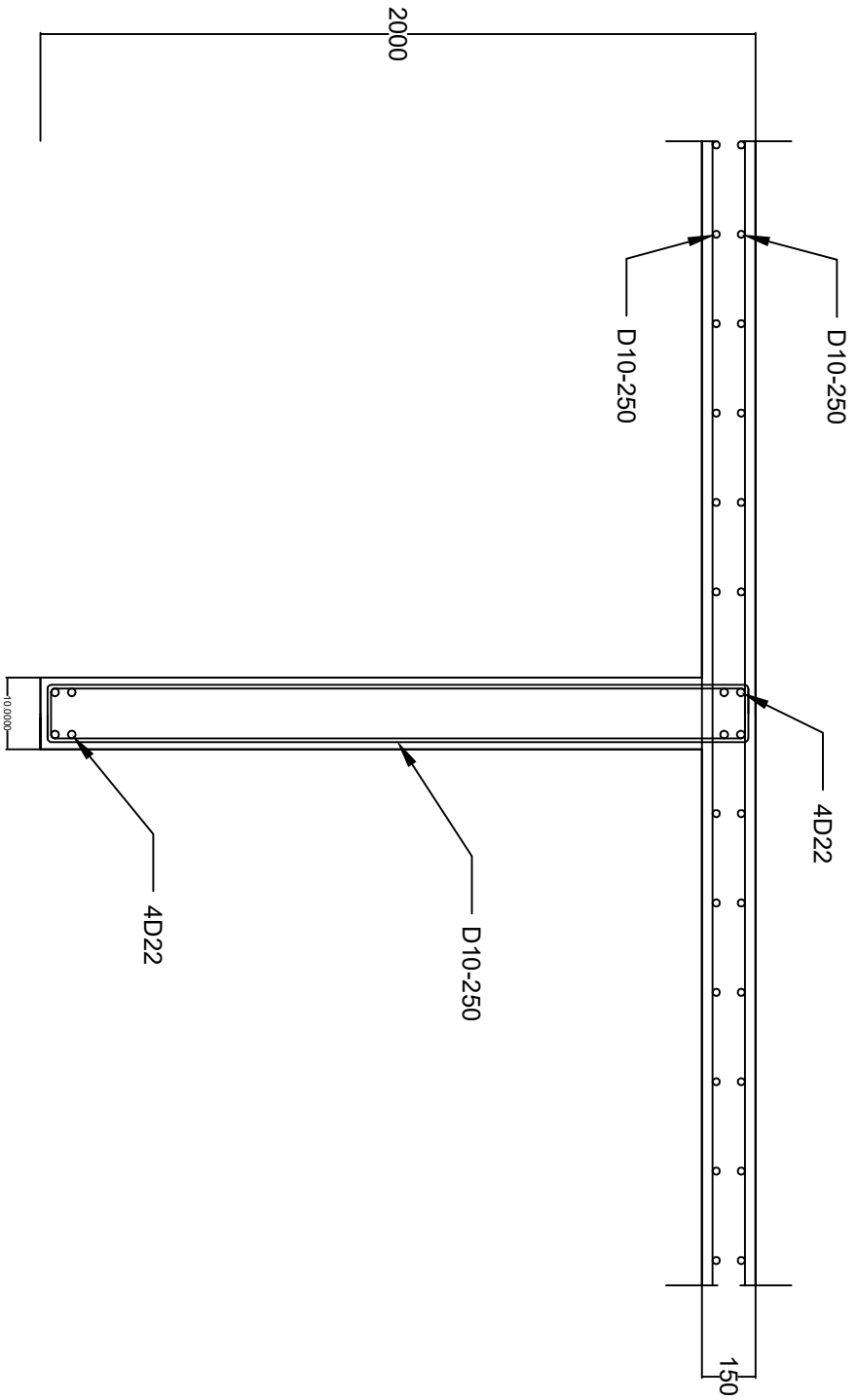
Kevin Ephrayim  
0311440000148

Nama Gambar      Skala Gambar

Detail Penulangan  
Rib KSL      1 : 20

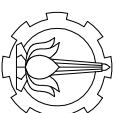
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
------	-----------	---------------

STR	3	5
-----	---	---



**Detail Penulangan Rib**  
SKALA 1 : 20





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

ALTERNATIF PERENCANAAN  
DINDING PENAHAN TANAH  
BASEMENT DAN PONDASI DANGKAL  
PADA VOZA PREMIUM OFFICE

Dosen Pembimbing

Musta'in Arif, ST.,MT.  
Trihanynrio Rendy, ST.,MT.

Keterangan

Nama Mahasiswa

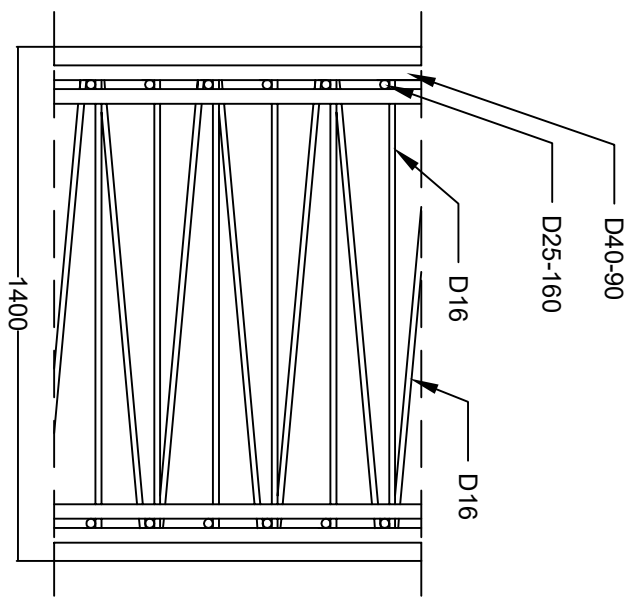
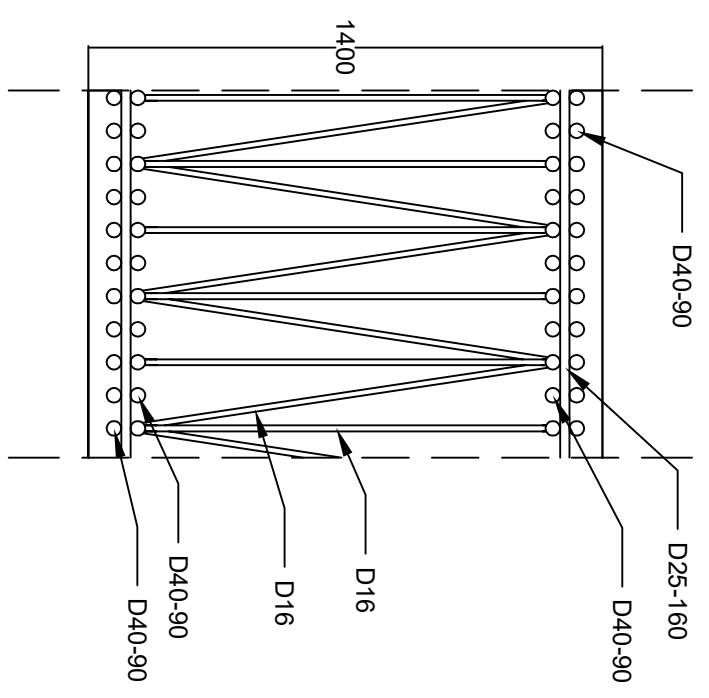
Kevin Ephrayim  
03111440000148

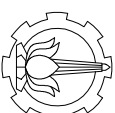
Nama Gambar      Skala Gambar

Detail Penulangan Diaphragm Wall	1 : 20 1 : 20
-------------------------------------	------------------

Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
------	--------------	------------------

STR	4	5
-----	---	---





Departemen Teknik Sipil  
Fakultas Teknik Sipil, Lingkungan  
dan Kebumihan  
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Judul Tugas Akhir

ALTERNATIF PERENCANAAN  
DINDING PENAHAN TANAH  
BASEMENT DAN PONDASI DANGKAL  
PADA VOZA PREMIUM OFFICE

Dosen Pembimbing

Musta'in Arif, ST.,MT.  
Triharyndio Rendy, ST.,MT.

Keterangan

Nama Mahasiswa

Kevin Ephrayim  
0311144000148

Nama Gambar

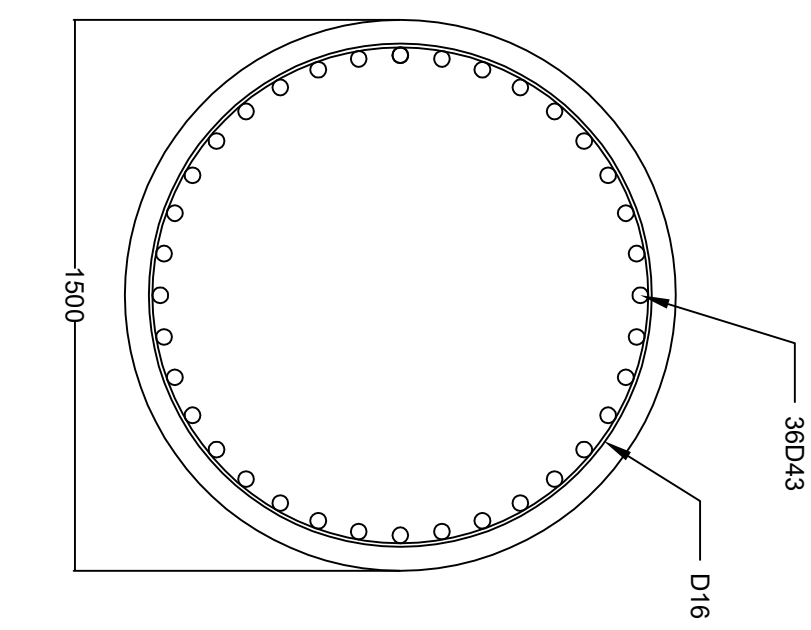
Skala Gambar

Detail Penulangan  
Secant Pile

1 : 20  
1 : 40

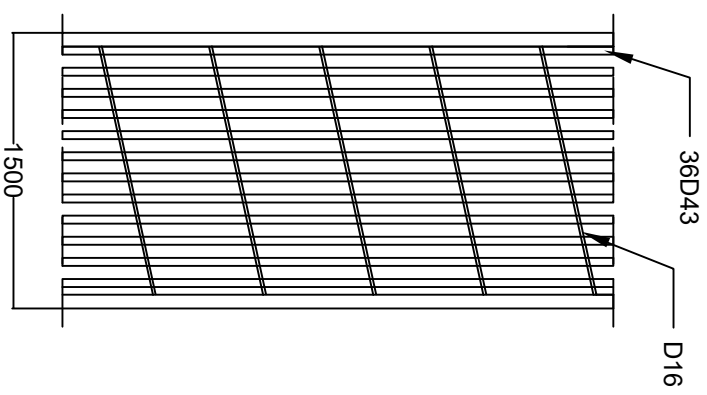
Kode	No Gambar	Jumlah Gambar
------	-----------	---------------

STR	5	5
-----	---	---



Tampak Atas

SKALA 1 : 20



Tampak Samping

SKALA 1 : 40

## **BIODATA PENULIS**



Penulis bernama Kevin Ephrayim, dilahirkan di Surabaya, 1 Maret 1996, merupakan anak pertama dari dua bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal di SD Petra 13 Sidoarjo, SMP Petra 3 Surabaya, dan SMA Petra 2 Surabaya. Setelah lulus dari SMA Petra 2, penulis mengikuti SBMPTN (Seleksi Bersama Masuk Perguruan Tinggi Negeri) dan diterima di Jurusan Teknik Sipil FTSP (sekarang FTSLK) ITS pada tahun 2014 dengan NRP 03111440000148. Gelar Sarjana Teknik diperoleh penulis pada tahun 2018 dengan judul Tugas Akhir “Alternatif Perencanaan Dinding Penahan Tanah Basement Dan Pondasi Dangkal Pada Voza Premium Office”.

Email : e.kevin3121@gmail.com